



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Microtunelação. Aplicação a um caso de obra

Emmanuel José Silva Gonçalves



Instituto Superior de Engenharia do Porto

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Microtunelação. Aplicação a um caso de obra

Emmanuel José Silva Gonçalves

1000025

Estágio apresentado ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizada sob a orientação do Doutor António Vega Y de La Fuente, Professor Adjunto do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.

Júri

Presidente

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé

Professor Coordenador com Agregação, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor José Augusto de Abreu Peixoto Fernandes

Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva

Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

Doutor Antonio Vega y de la Fuente

Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto

AGRADECIMENTOS

A conclusão de este trabalho só foi possível graças à colaboração e acompanhamento, de forma direta ou indireta, de várias pessoas e instituições às quais gostaria de deixar meus sinceros agradecimentos, nomeadamente:

Ao Doutor António Vega y de La Fuente, pela disponibilidade mostrada em orientar este trabalho, pela revisão crítica do texto, pelos comentários construtivos, esclarecimentos, opiniões e sugestões, pela cedência e indicação de alguma bibliografia relevante à temática em análise, pelos oportunos conselhos, pela disponibilidade, cordialidade e simpatia demonstradas, pela confiança que sempre me concedeu, pelo permanente estímulo, pelo interesse evidenciado e sobretudo pela amizade construída ao longo de este meu percurso académico.

À empresa Hidrossolo, S.A. pela oportunidade concedida e pela confiança depositada ao longo de estes 5 anos de trabalho. À Eurohinca, S.L. em nome de seu administrador o Sr. Diego Saavedra, pela disponibilidade e pela cedência de informação interna a qual foi crucial para a elaboração de este documento, realçando ainda a simpatia a disponibilidade demonstrada.

A todos os docentes do departamento de Engenharia Geotécnica e Geoambiente do Instituto Superior de Engenharia do Porto, principalmente ao Eng. António Vieira que me acompanhou desde a minha tese de licenciatura até ao à fase inicial da presente tese de mestrado, ao Doutor José Augusto Abreu Peixoto Fernandes, ao Eng.º António Carlos Reis Galiza Carneiro e ao Doutor Hélder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé pela disponibilidade demonstrada no esclarecimento de qualquer dúvida relativa a este trabalho.

Por último, mas não menos importante, aos meus pais, esposa e filha, pelo apoio e compreensão inestimáveis, pelos diversos sacrifícios suportados e pelo constante encorajamento a fim de prosseguir a elaboração deste trabalho.

Palavras Chave

Túnel, Microtunelagem, Tuneladoras, Escavações.

Resumo

Um túnel é uma obra subterrânea dimensionada com o objetivo de satisfazer diversas necessidades num mundo onde o planeamento urbano e a gestão de espaços ganha cada vez mais importância. A execução de este género de obras de engenharia pode ter várias finalidades, que podem ir desde a construção/reabilitação de redes de saneamento, abastecimento de água ou gás (túneis de pequeno diâmetro) até à construção/modernização de redes pedonais, rodoviárias ou ferroviárias, galerias mineiras, tuneis para barragens, etc. (túneis de grande diâmetro).

As tuneladoras são uma das ferramentas de desmonte mais utilizadas na execução de obras subterrâneas. Existem no mercado vários tipos de máquinas tuneladoras, a sua escolha e dimensionamento depende de diversos fatores que devem ser cuidadosamente analisados, nomeadamente tipo de terreno a escavar, presença ou não de água na zona de escavação, dureza e/ou abrasividade das formações a atravessar, etc. Será feita uma abordagem aos princípios de funcionamento de este tipo de equipamentos, indicando o seu campo de aplicação dentro da respetiva tecnologia de escavação onde se inserem.

Finalmente será desenvolvido o caso da empreitada: “Execução da Travessia do Rio Ave, da Estação Elevatória de Vila do Conde e dos Sistemas Elevatória da Aguçadoura e da Apúlia 4 - AR 44.0.08”, onde em alternativa ao desvio provisório do Rio Ave em Vila do Conde foi projetada a execução de duas travessias no diâmetro 1200 mm, uma delas escavadas maioritariamente em terreno aluvionar brando e a outra em terreno rochoso duro e abrasivo com recurso, em ambos casos, à utilização de máquina tuneladora. Através da avaliação do desempenho do equipamento escolhido para execução de este trabalho será estudada a eficiência da utilização deste tipo de equipamento. Com o objetivo de mostrar os custos associados à execução de obras de escavação subterrânea com recurso a utilização de máquinas tuneladoras, será feita uma análise económica e comparativa relativa aos dois casos de obra apresentados.

Key Words

Tunnel, Microtunneling, Tunnel Boring Machines, Excavations.

Abstract

A tunnel is an underground work designed in order to meet diverse needs in a world where urban management and planning is becoming increasingly important. The execution of this kind of engineering works can have multiple purposes, which can range from the construction/rehabilitation of sewerage, water or gas networks (small-diameter tunnels) to the construction/upgrading of pedestrian, road or rail networks, mining galleries and tunnels for dams (large diameter tunnels).

Tunnel Boring Machines are one of the equipments most used in the execution of underground works. There are various types of equipments available, its choice and sizing depends on many factors which must be carefully analyzed, including: material type to excavate, presence or absence of water in the excavation area, hardness and/or abrasiveness of the material to excavate, etc. It will be made an approach to the operating principle of this kind of equipment, referring to its scope into the respective excavation technology where it belongs.

Finally it will be developed the case of the contract: “Execução da Travessia do Rio Ave, da Estação Elevatória de Vila do Conde e dos Sistemas Elevatória da Aguçadoura e da Apúlia 4 - AR 44.0.08”, where as an alternative to the provisional deviation of the Rio Ave river in Vila do Conde, it was projected the execution of two crossings diameter 1200 mm, one of them excavated mainly in soft alluvial ground and the other in rocky, hard and abrasive terrain using in both cases a tunnel boring machine. By evaluating the performance of the chosen equipment used for the execution of this work, will be studied the efficiency of using this tunneling equipment. In order to show the costs associated to this type of tunneling works using a tunnel boring machine, it will be made an economic and comparative analysis of this two work cases.

Índice Geral

1.1	Objetivos.....	3
1.2	Breve referência histórica à construção de túneis	3
2.1	Introdução	11
2.2	Tuneladoras Simples.....	17
2.2.1	Cabeça de corte.....	18
2.2.2	Ferramentas de Corte	19
2.2.3	Pás periféricas da cabeça de corte.....	29
2.2.4	Sapatas de Fixação	29
2.2.5	Cilindros de avanço	29
2.2.6	Plataforma estrutural ou “Back up”	30
2.2.7	Método de avanço	31
2.3	Tuneladoras de Escudo Simples	33
2.3.1	Tuneladoras de Escudo aberto.....	35
2.3.1.1	Escudo aberto com escavação manual.....	35
2.3.1.2	Escudo aberto semi-mecanizado	36
2.3.1.3	Escudo aberto mecanizado.....	37
2.3.2	Escudos Fechados.....	38
2.3.2.1	Hidroescudos	38
2.3.2.2	Escudos de pressão de terras EPB.....	41
2.4	Escudos duplos	43
2.5	Características e componentes fundamentais das Tuneladoras de escudo.....	45
2.5.1	Cabeça de corte.....	45
2.5.2	Estrutura da cabeça.....	45
2.5.3	Geometria da cabeça de corte	45
2.5.4	Aberturas da cabeça de corte	46
2.5.5	Ferramentas de corte.....	47
2.5.6	Copy-Cutters.....	48
2.5.7	Acionamento da cabeça de corte.....	49
2.5.8	Cilindros de avanço	50
2.5.9	Sistema de instalação do revestimento	51
2.5.10	Aduelas pre-fabricadas.....	51

2.5.11	Sistema de preenchimento de sobrecavação.....	52
2.5.12	Back up	54
2.5.13	Sistema de remoção de escombros	54
2.6	Microtunelagem.....	55
2.6.1	Procedimento construtivo.....	57
2.6.2	Forças aplicadas à tubagem	57
2.6.3	Elementos constituintes de uma Microtuneladora	59
2.6.3.1	Contentor de Controlo.....	59
2.6.3.2	Contentor de Potência.....	60
2.6.3.3	Contentor de Decantação	61
2.6.3.4	Equipamento Compacto de Avanço	61
3.1	Enquadramento da Obra	65
3.2	Enquadramento Geológico-geotécnico da zona a intervir	68
3.3	Trabalhos preparatórios e meios envolvidos	72
3.3.1	Poço de Ataque	72
3.3.2	Escavação	74
3.3.3	Execução do muro de reação e do muro frontal.....	75
3.3.4	Construção do Poço de Saída	75
3.3.5	Montagem do Estaleiro de Obra	75
3.4	Características da tuneladora utilizada	77
3.5	Características da tubagem em betão DN 1200 mm própria para cravar.....	78
3.6	Características do bastidor de avanço.....	79
3.7	Descrição do desenvolvimento dos trabalhos.....	80
3.8	Estudo do desgaste das ferramentas de corte	89
3.9	Duração da empreitada	94
3.10	Balancete de produção	97
4.1	Enquadramento da obra.....	103
4.2	Enquadramento Geológico-geotécnico da zona a intervir	105
4.3	Descrição do desenvolvimento dos trabalhos.....	107
4.4	Estudo do desgaste das ferramentas de corte	113
4.5	Duração da empreitada	115

4.6	Balancete de produção.....	119
6	Conclusão.....	131
7	Bibliografia	139

Índice de Figuras

Figura 1 – Mina de Daroca – Espanha	4
Figura 2 – Localização - Canal du Midi	5
Figura 3 – Escudo utilizado na construção do túnel sob o Rio Tamisa em Londres no ano 1825.....	6
Figura 4 – Mecanização Vs. Outras Técnicas - Custos diretos e indiretos	8
Figura 5 – Back Up	11
Figura 6 – Esquema básico de uma tuneladora	13
Figura 7 – Máquina Tuneladora	13
Figura 8 – Esquema básico de um escudo Simples	14
Figura 9 – Escudo Simples	15
Figura 10 – Escudo duplo	15
Figura 11 – Esquema geral de uma tuneladora	17
Figura 12 – Vista geral de uma tuneladora	17
Figura 13 – Cabeça de corte	18
Figura 14 – Secção transversal de um disco de corte	19
Figura 15 – Disco de corte	20
Figura 16 – Ferramentas de corte na frente de escavação.....	20
Figura 17 – Vista de uma frente de escavação.....	21
Figura 18 – Fases do corte mecânico	22
Figura 19 – Rotura do terreno por indentação	22
Figura 20 – a) Quebra estrutural b) Quebra não estrutural.....	23
Figura 21 – Valores referência para Índice de abrasividade (CAI)	24
Figura 22 - Aparelho para avaliação do CAI	25
Figura 23 – Direção de corte paralela ao plano de foliação da rocha.....	26
Figura 24 – Direção de corte paralela ao plano de foliação da rocha.....	26
Figura 25 – Discos de corte em desuso	27
Figura 26 – Discos de corte atuais.....	27
Figura 27 – Espaçamento ótimo entre discos de corte.....	28
Figura 28 – Sapatas de Fixação	29
Figura 29 – Cilindros de avanço constituintes de uma tuneladora.....	30
Figura 30 – Back up	31
Figura 31 – Fixação do equipamento ao túnel.....	31
Figura 32 – Curso máximo dos cilindros de avanço	32
Figura 33 – Extensão dos suportes dianteiro e traseiro.....	32

Figura 34 – Alinhamento da máquina	33
Figura 35 – Extensão das sapatas.....	33
Figura 36 – Escudo aberto para escavação manual	36
Figura 37 – Escudo semi-mecanizado	37
Figura 38 – Escudo aberto mecanizado	38
Figura 39 – Esquema geral de um Hidroescudo.....	39
Figura 40 – Circuito da bentonite num hidroescudo	40
Figura 41 – Hidroescudo	41
Figura 42 – Esquema geral de uma EPB.....	41
Figura 43 – Vista de uma máquina do tipo EPB	43
Figura 44 – Esquema geral de um escudo duplo	44
Figura 45 – Cabeça de corte com secção não circular	46
Figura 46 – Cabeça de corte – Exemplo Aberturas	47
Figura 47 – Distribuição dos cilindros de avanço sobre as aduelas em betão.....	50
Figura 48 – Disposição de aduelas em tramos curvilíneos.....	52
Figura 49 – Disposição de aduelas em tramos retilíneos.....	52
Figura 50 – Preenchimento descontínuo com argamassa através das aduelas	53
Figura 51 – Preenchimento contínuo com argamassa através do escudo	54
Figura 52 – Execução de um túnel por microtunelagem.....	56
Figura 53 – Forças aplicadas paralelamente ao eixo da tubagem – Fase de Construção.....	58
Figura 54 – Painel de controlo	59
Figura 55 – Contentor de decantação.....	61
Figura 56 – Equipamento de avanço.....	62
Figura 57 – Traçado previsto para a travessia do Rio Ave	68
Figura 58 – Planta de localização das sondagens executadas	69
Figura 59 – Esboço do perfil geológico geotécnico.....	70
Figura 60 – Fase de execução de estacas.....	73
Figura 61 – Vista parcial da viga de coroamento	73
Figura 62 – Planta do estaleiro.....	76
Figura 63 – Tuneladora AVN 1200 C	77
Figura 64 – Tubagem em betão própria para cravação	79
Figura 65 – Bastidor AVN 1200 C	79
Figura 66 – Grua utilizada em obra	81
Figura 67 – Monitor de controlo (à esquerda) e Posto de comando (à direita)	82
Figura 68 – Junta Tórica DN 1200 mm	83

Figura 69 – Procedimento adotado na substituição das ferramentas de corte	87
Figura 70 – “Boring Report” da Travessia sob o Rio Ave.....	88
Figura 71 – Correlação Vida Útil do Disco (m3)/RCS (Mpa)/Abrasividade (Ain).....	89
Figura 72 – Disposição dos discos na cabeça de corte.....	90
Figura 74 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 1	94
Figura 75 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 2	95
Figura 76 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 3	96
Figura 77 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 4.....	96
Figura 78 – Travessias Rio Ave Carga horária total	97
Figura 78 – Estação Intermedia.....	104
Figura 79 – Traçado previsto para a travessia ETAR / Rio Ave.....	105
Figura 80 – Planta de localização das sondagens executadas	105
Figura 81 – Esboço do perfil geológico-geotécnico.....	106
Figura 82 – Monitor de controlo direcional	110
Figura 85 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 1	115
Figura 86 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 2	116
Figura 87 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 3	117
Figura 88 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 4	117
Figura 89 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 5	118
Figura 90 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 6	118
Figura 91 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Total.....	119
Figura 91 – Gráfico de rendimentos.....	126
Figura 92 – Comparativo entre os principais custos	137

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Tipos de Tuneladoras e suas características.....	16
Tabela 2 – Tabela indicativa dos tipos de escudos existentes no mercado.....	34
Tabela 3 – Resumo das Sondagens Realizadas	69
Tabela 4 – Zonamento Geotécnico	71
Tabela 5 – Resultado do ensaio Cerchar executado sobre amostra de rocha.....	71
Tabela 6 – Graus de abrasividade de referência.....	72
Tabela 7 – Carga de Equipamento/mao-de-obra – Poço de Ataque	74
Tabela 8 – Carga de Equipamento/mao-de-obra – Escavação	74
Tabela 9 – Características Técnicas da microtuneladora AVN 1200 C.....	77
Tabela 10 – Características da tubagem DN 1200 mm em betão.....	78
Tabela 11 – Características do bastidor de avanço da AVN 1200 C.....	80
Tabela 12 – Diâmetro inicial e final das ferramentas de corte	91
Tabela 13 – Previsão da vida útil dos discos de corte utilizados.....	92
Tabela 14 – Travessia Rio Ave Carga horária Semana 1.....	94
Tabela 15 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 2	95
Tabela 16 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 3	96
Tabela 17 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 4	96
Tabela 18 – Travessias Rio Ave Carga horária total	97
Tabela 19 – Custos diretos – Travessia do Rio Ave	99
Tabela 20 – Custos Indiretos – Travessia do Rio Ave	99
Tabela 21 – Produtividade – Travessia do rio Ave	100
Tabela 22 – Resumo de Sondagem S3 e S4.....	106
Tabela 23 – características do maciço rochoso escavado.....	113
Tabela 24 – Diâmetro inicial e final das ferramentas de corte – 2ª Fase.....	114
Tabela 25 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 1	115
Tabela 26 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 2	116
Tabela 27 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 3	117
Tabela 28 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 4	117
Tabela 29 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 5	118
Tabela 30 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária Semana 6	118
Tabela 31 – Travessias ETAR/Rio Ave Carga horária total.....	119
Tabela 32 – Custos diretos – Travessia ETAR/Rio Ave	121
Tabela 33 – Custos indiretos – Travessia ETAR/Rio Ave	121

Tabela 34 – Produtividade – Travessia ETAR/Rio Ave.....	122
Tabela 35 – Tabela comparativa Travessia Rio Ave / Travessia ETAR – Rio Ave.....	128

Lista de Abreviaturas

AFTES – Associação Francesa de Tuneis e Espaços Subterrâneos

Ain – Abrasivity Index

AITES – Associação Internacional de Tuneis e Espaços Subterrâneos

CAI – Cerchar Abrasivity Index

DN – Diâmetro Nominal

ETAR – Estação de Tratamento de Águas Residuais

HDD – Horizontal Directional Drilling

ITA – International Tunelling Association

R.C.S. – Resistência à Compressão Simples

SPT – Standard Penetration Test

TAB – Thrust Auger Boring

1.1 Objetivos

Um túnel pode ser executado recorrendo a diversas tecnologias de escavação, que podem ir desde o desmonte com recurso a explosivos até ao desmonte mecanizado.

De entre os vários tipos de equipamentos mecanizados associados à escavação de tuneis, as máquinas tuneladoras serão o objeto de estudo principal de este trabalho. Existem no mercado vários tipos de máquinas tuneladoras, cada um com características técnicas específicas que se adaptam à escavação de distintos tipos de formações geológicas. Será analisado o princípio de funcionamento de cada um destes equipamentos, tendo como base seu campo de aplicação, suas características construtivas, o tipo de ferramentas de corte utilizadas e os equipamentos acessórios que delas façam parte.

Posteriormente será apresentado um caso prático de obra desenvolvido por empresas especializadas em escavação mecanizada de tuneis, a Hidrossolo, S.A e a Eurohinca, S.A. A empreitada denomina-se: **“Execução da Estação Elevatória de Vila do Conde e dos Sistemas Elevatórios da Aguçadoura e da Apúlia”** e tinha como Dono de Obra a empresa Aguas do Ave, S.A e como empreiteiro geral a empresa Rodrigues & Camacho Construções, S.A. Nesta obra foram construídos dois tuneis no diâmetro 1200 mm, um deles executado entre as margens do Rio Ave em Vila do Conde e um outro ligando a margem Sul desse mesmo Rio à Estação de Tratamento de Águas Residuais. A análise comparativa das duas travessias executadas permitirá retirar algumas conclusões acerca do comportamento da tuneladora escolhida, principalmente no que diz respeito à sua capacidade de escavação, ao desgaste das ferramentas de corte, aos rendimentos obtidos nos diferentes tipos de formações geológicas escavados e se de alguma forma, a escolha de um outro tipo de tuneladora poderia ter executado esse trabalho de forma mais rentável.

Por fim, será elaborada uma análise de custos que traduzirá os montantes envolvidos na construção de uma obra de escavação subterrânea com recurso a máquina tuneladora.

1.2 Breve referência histórica à construção de túneis

Desde o início dos tempos que o homem sentiu necessidade de explorar o subsolo; para o efeito, utilizavam-se ferramentas rudimentares por ele idealizadas naquela época e as quais exigiam ao trabalhador um esforço físico demasiadamente elevado tendo em conta os baixos rendimentos de escavação obtidos. Com o decorrer do tempo estas ferramentas foram evoluindo minimizando

o nível de esforço exigido durante o processo de escavação e melhorando as condições laborais dos trabalhadores. Como exemplo podemos citar o Aqueduto de Eupalinos construído no século VI a.C. em Samos na Grécia com uma extensão de aproximadamente 1 km que foi dimensionado com o objetivo de abastecer de água a capital dessa ilha (Waerden 1968), (Burns 1971).

Um dos primeiros tuneis a ser construído foi a mina de Daroca em Zaragoza, Espanha (Figura 1), com um comprimento total de 600 m sua construção foi levada a cabo a meados do século XVI com a finalidade de conduzir e desviar as águas pluviais que com regularidade inundavam a cidade (Marcuello 1987).

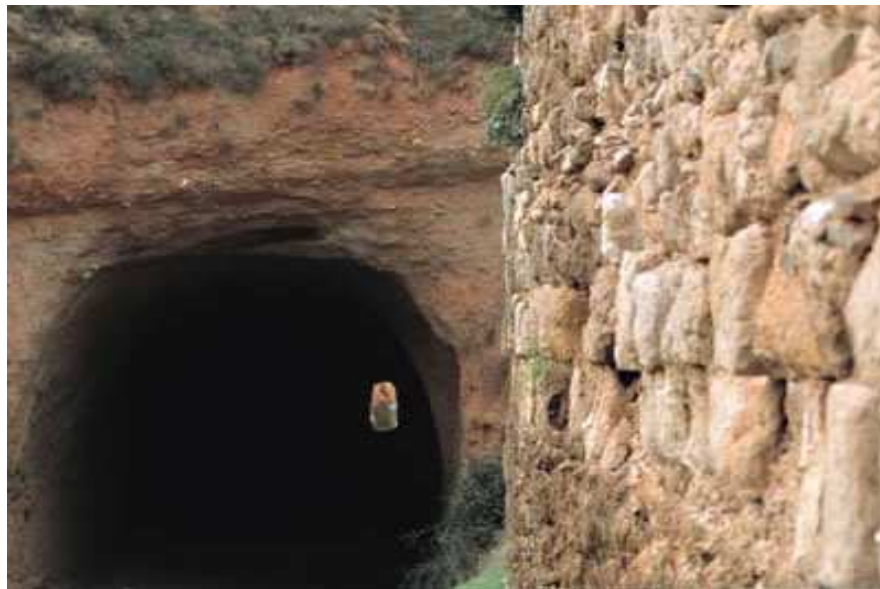


Figura 1 – Mina de Daroca – Espanha
(www.turismodezaragoza.es, 2012)

Posteriormente, no século XVII, foi construído um dos primeiros túneis cujo processo de escavação se baseou na utilização de pólvora, o túnel Malpas, o qual fazia parte de uma gigantesca obra de ligação por canal entre o Mar Mediterrâneo e o Oceano Atlântico a que se deu o nome de “Canal du Midi”. Passando perto de Beziers em França, o referido Canal estende-se desde a cidade de Sete até à cidade Toulouse em França, ligando posteriormente ao Canal de Garonne e desembocando finalmente no mar atlântico, sendo a extensão total do curso de água de 240 km (Figura 2). O túnel de Malpas no “Canal du Midi”, com 155 m de comprimento, 6,5 m de largura e 8 metros de altura, foi construído pelo Engenheiro Pierre-Paul Riquet, (Lane 1973), (Morand 1993), (Roland 1997), (Erikson e Rammer 2011), (www.midicanal.com 2011),

(www.frenchentree.com 2011). Através da construção de canais durante o século XVIII, obteve-se uma grande experiência para futuras construções de túneis ferroviários.

Em 1825 tem lugar a façanha de construir o primeiro túnel sob o leito de um Rio, com presença de nível freático e em terrenos instáveis. O túnel com 396 m de comprimento por 10.5 m foi construído sob o Rio Tamisa em Londres garantindo a passagem pedestre entre as cidades londrinas de Rotherhithe e Wapping. Devido às várias inundações ocorridas durante o decorrer da sua construção, passaram quase 20 anos até que a rainha Vitória pudesse inaugurar a referida estrutura. Hoje em dia o túnel é utilizado para a circulação do Metro de Londres (Aaseng 1999).



Figura 2 – Localização - Canal du Midi
(www.carcassonne.org, 2011)

Nessa escavação foi pela primeira vez utilizada a técnica de escavação por escudo patenteada por Marc Isambard Brunel (Figura 3). Como será apresentado, esta técnica é ainda hoje utilizada no seu conceito fundamental, mas tirando partido de todas as vantagens do progresso tecnológico alcançado desde que Marc Isambard Brunel o inventara e utilizara pela primeira vez (Smith 1840).

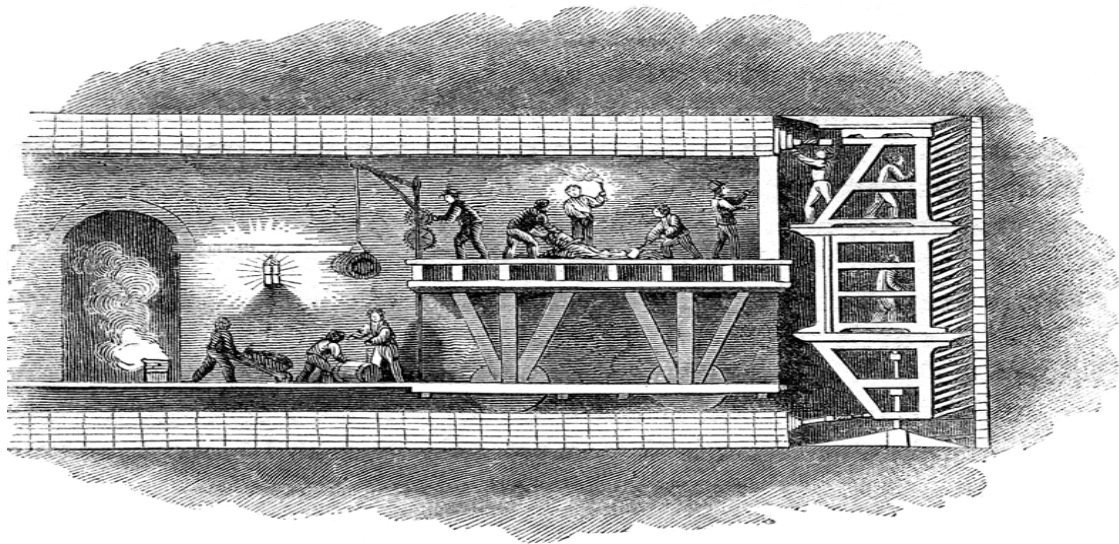


Figura 3 – Escudo utilizado na construção do túnel sob o Rio Tamisa em Londres no ano 1825
(www.ikbrunel.org.uk, 2011)

O jornal *Illustrated London News* de 25 de março de 1843 descreveu o princípio de funcionamento da ferramenta em causa: “...Na base do sucesso desta grande escavação esteve, fundamentalmente, a idealização de um poderoso elemento, o escudo. Composto por doze grandes quadros subdivididos em 36 câmaras, cada uma ocupada por um trabalhador, sendo estas abertas na retaguarda e fechadas na frente por placas em madeira individuais encarregues de fazer a contenção do terreno na frente de escavação. A frente é colocada contra o terreno e o trabalhador, tendo removido uma placa, escava o terreno existente atrás desta, recolocando a placa contra a nova superfície exposta. O processo repete-se conseguindo-se um avanço de cerca de 45,7 cm por cada ciclo” (www.mybrunnel.com 2011).

A partir do século XIX a construção de vias-férreas entra em desenvolvimento e com estas o auge na construção de túneis, bem como o progresso nos sistemas de perfuração com incorporação de máquinas. O trabalho manual cai em desuso em favor de uma mecanização incipiente.

Um dos primeiros túneis ferroviários a ser construído foi o túnel de Noir Terre em França, da linha de Roanne-Andrezieux. O túnel com 1,476 m de comprimento, 3 m de largura e 5 m de altura foi construído em 1826 pelo filho de Marc Isambard Brunel, Isambard Kingdom Brunel tornando possível a circulação de comboios a vapor entre as cidades de Liverpool e Manchester (Jimeno 2011).

Na segunda metade do século XIX produziu-se um impressionante progresso na construção dos grandes túneis ferroviários alpinos. Alguns dos túneis mais importantes que se construíram foram: Mont Cenis com 12,6 km de extensão em 1871 (Knox 1876) (Williams 1883), Gothard com 15,2 km de extensão em 1881 (Braun 1875) e o túnel Simplon com 19,7 km de extensão em 1906 (Delaloye 2005), (Garbely 2006). Os recursos disponíveis na época eram ainda modestos, mas a incorporação de máquinas de perfuração acionadas por ar comprimido introduzidas na altura por Sommeiller, marcou um salto qualitativo nos rendimentos de perfuração.

A primeira linha de metro a ser construída foi a London Metropolitan Railway em 1863 (Simpson 2003), desde então, quase todas as grandes cidades desenvolveram e construíram sua linhas de metro, já que este meio de transporte revelou ser o transporte público mais rápido, seguro e eficaz a operar dentro das cidades naquela época.

Com a globalização e generalização do automóvel no século XX, teve lugar o nascimento de uma nova era de construção de estradas e principalmente de túneis, tornando-se sua construção cada vez mais importante em todas as redes de comunicação da sociedade (Jimeno 2011).

Na atualidade, as tecnologias de perfuração com recurso a máquinas tuneladoras são um dos métodos mais utilizados para execução de travessias sob as várias vias de comunicação terrestres ou fluviais. A escavação mecanizada com recurso a tuneladoras representa um grande investimento num método de escavação bastante inflexível mas que por sua vez revela um elevado rendimento na escavação com ou sem revestimento simultâneo do túnel.

Além disso, tornam-se cada vez mais significativos os custos indiretos e os fatores negativos associados à instalação de infraestruturas por abertura de valas (Figura 4), pelo que o aumento na procura das tecnologias de perfuração para instalação de infraestruturas sem abertura de vala tem sofrido um considerável aumento ao longo dos últimos anos.

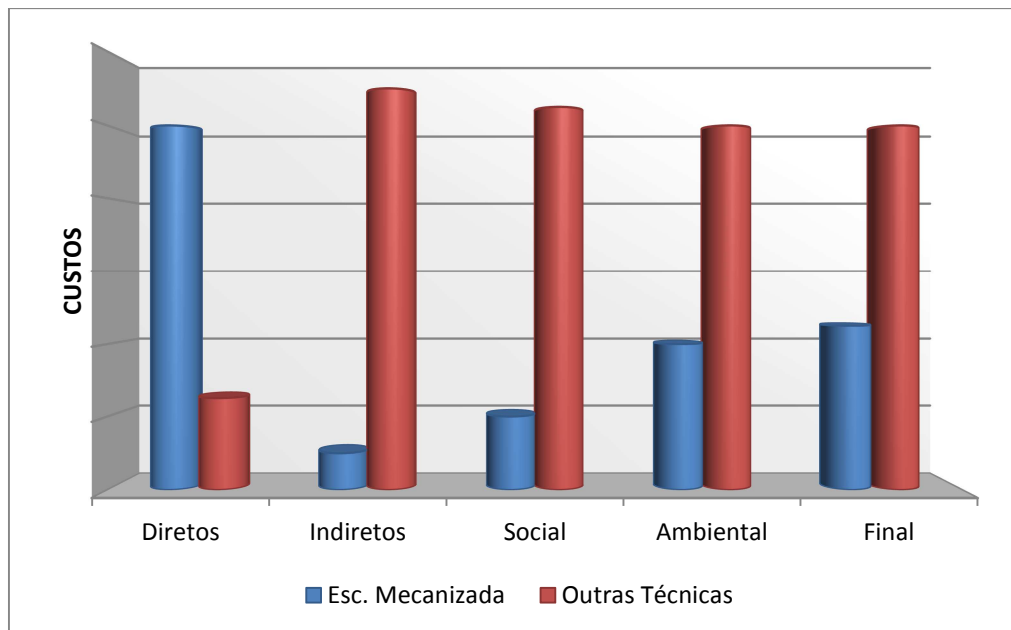


Figura 4 – Mecanização Vs. Outras Técnicas - Custos diretos e indiretos
(Adaptado de Pelizza, et. al., 1999)

2 Equipamentos de Escavação – Tuneladoras

2.1 Introdução

Segundo a AITES/ITA (Associação Internacional de Túneis e Espaços Subterrâneos/International Tunelling Association), uma máquina tuneladora é constituída por um conjunto de equipamentos que desempenham diferentes funções e que, operando em conjunto, são capazes de escavar um túnel a plena secção. De uma tuneladora fazem parte a cabeça de corte, incluindo suas ferramentas de corte, sistemas de fornecimento de energia, sistema de rotação e avanço de cabeça de corte, sistema de aplicação de revestimento caso se verifique necessário, sistemas de injeção de fluidos (água/lodos bentoníticos), escudo de avanço e sistema de direcionamento, entre outros.

Ainda como parte integrante da tuneladora pode referir-se a estrutura denominada de “back up” (Figura 5) que inclui os tapetes para transporte de material escavado, sistemas de ventilação, bombas, etc. (AITES/ITA 2000).



Figura 5 – Back Up
(www.adif.es, 2012)

Segundo a AFTES (Associação Francesa de Túneis e Espaços Subterrâneos), as principais vantagens inerentes à construção de túneis através da utilização de máquinas tuneladoras são:

1. Condições estáveis e de segurança na frente de escavação, minimizando o risco,
2. Redução dos custos aumentando o rendimento de escavação,

3. Possibilidade de escavar em terrenos extremamente difíceis do ponto de vista geológico e/ou em condições hidrogeológicas adversas sem qualquer risco.

Previamente ao início de qualquer trabalho de escavação subterrânea deve ser efetuado o reconhecimento geológico dos terrenos existentes ao longo do traçado a executar, podendo este ir desde uma simples inspeção visual da área até uma exaustiva campanha de sondagens. É com base nesse reconhecimento geológico que será dimensionada a máquina tuneladora e a respetiva ferramenta de corte a utilizar.

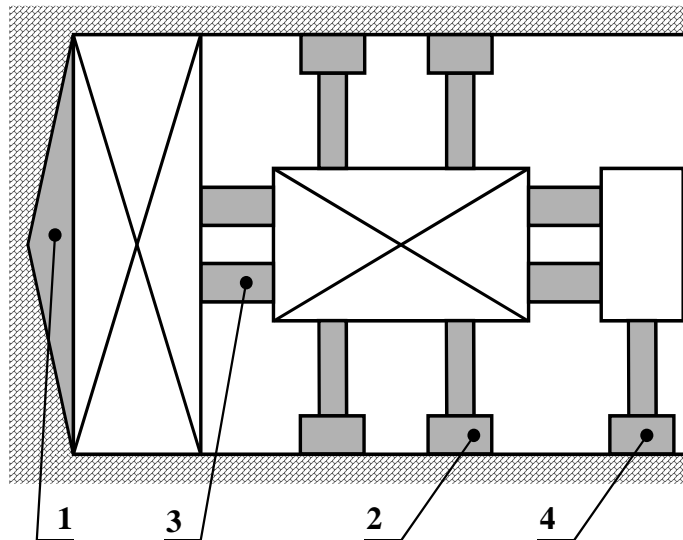
Segundo a AITES/ITA em todos os trabalhos de escavação subterrânea a perfeita caracterização geológico-geotécnica dos terrenos a escavar, o diâmetro de perfuração e o comprimento da perfuração, são os principais fatores a ter em conta na escolha da tecnologia e do equipamento de perfuração a utilizar.

Existem diferentes esquemas utilizados na classificação de tuneladoras em todo o mundo dependendo do objetivo específico da classificação. O grupo de trabalho n.º 14 (Mecanização de Escavação) da AITES/ITA desenvolveu um estudo com vista a definir uma caracterização internacionalmente aceitável para os diferentes tipos de tuneladoras existentes estabelecendo um conjunto de terminologias e orientações para a escolha do equipamento de tunelagem ideal.

Este grupo de trabalho, a fim de abranger os aspetos acima referidos e continuar com a nomenclatura utilizada no mundo das tuneladoras, decidiu fazer uma divisão global das tuneladoras em Tuneladoras Simples, Tuneladoras de Escudo Simples e Tuneladoras de Escudo Duplo.

As características fundamentais que definem as Tuneladoras Simples (Figura 6 e Figura 7) são as seguintes (AITES/ITA 2000):

- São máquinas projetadas principalmente para escavar em rocha compacta,
- Utilizam, como ferramenta de corte principal, os discos de corte,
- Devido à natureza do terreno, o túnel escavado não necessita de um revestimento ou suporte inicial, pelo que a tuneladora não possui um escudo protetor cilíndrico,
- A força de avanço da tuneladora é obtida através da reação sobre o próprio terreno.



1. Ferramentas de Corte, 2. Grippers, 3. Cilindros de Avanço, 4. Apoio Traseiro

Figura 6 – Esquema básico de uma tuneladora
(Eurohinca, S.L, 2010)

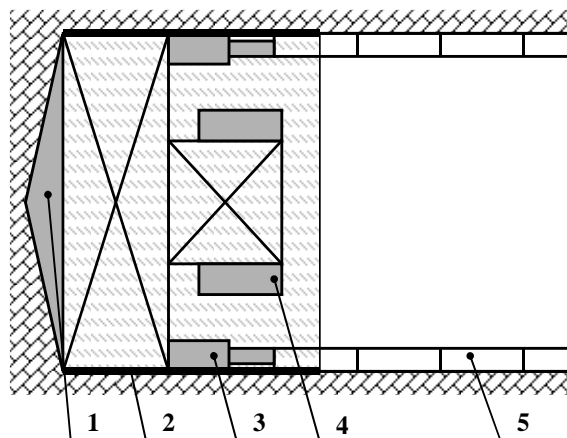


Figura 7 – Máquina Tuneladora
(www.herrenknecht.com, 2011)

As características fundamentais que definem as Tuneladoras de Escudo Simples (Figura 8 e Figura 9) são as seguintes (AITES/ITA 2000):

- Estes equipamentos são projetados para escavar em terrenos brandos, frequentemente instáveis e com presença de água, existindo a necessidade de colocação imediata do revestimento,

- A presença de um escudo capaz de sustentar o terreno ainda não protegido pelo revestimento final é a característica principal que dá o nome a esta classe de tuneladoras,
- A escavação do terreno na frente é conseguida através da injeção de jatos de água auxiliados através da utilização de bits em carboneto de tungsténio e/ou pás utilizadas como ferramentas de corte,
- Estes equipamentos podem eventualmente ser munidos de discos de corte em rocha compacta, caso se encontre prevista a sua ocorrência ao longo do traçado a executar,
- O avanço da cabeça de corte é conseguido através dos cilindros hidráulicos que exercem a sua força sob o anel de revestimento previamente colocado no túnel.



1.Ferramenta de Corte, 2. Escudo, 3. Cilindros de Avanço, 4.Elevador de Aduelas, 5. Aduelas

Figura 8 – Esquema básico de um escudo Simples
(Eurohınca, S.L, 2011)

As características fundamentais que definem as Tuneladoras de Escudo Duplo (Figura 10), para além das já mencionadas para as Tuneladoras de Escudo Simples, são (AITES/ITA 2000):

- Encontram-se dotadas de dois sistemas de propulsão independentes, onde cada um deles coincide com os sistemas de propulsão do escudo, e o outro com o da tuneladora,
- Em geral, os escudos duplos são tuneladoras com características mistas entre a tuneladora e o escudo simples,



Figura 9 – Escudo Simples
(www.herrenknecht.com, 2011)

As Tuneladoras de Escudo Duplo são a última geração de tuneladoras, e estão em constante evolução. A finalidade dos construtores de tuneladoras é fabricar um equipamento capaz de escavar túneis a plena secção sob qualquer tipo de condições geológicas ou de projeto, obtendo rendimentos aceitáveis quando comparados com os obtidos utilizando tuneladoras específicas para cada tipo de terreno.



Figura 10 – Escudo duplo
(www.herrenknecht.com, 2011)

De forma geral as tuneladoras podem ser divididas como se mostra na Tabela 1.

	Tipo de Desmonte	Frente	Campo de Aplicação	Revestimento	Presença de Água
Tuneladora Simples	Mecanizado	Aberta	Terreno estável	Não imediato	Sim
	Manual				Não
Tuneladora de Escudo Simples	Mecanizado	Fechada	Terrenos Instáveis	Imediato	Sim
	Manual	Aberta	Terrenos Estáveis	Não imediato	Não
Tuneladora de Escudo Duplo	Mecanizado	Fechada	Terrenos Estáveis/Instáveis	Caso necessário	Sim
	Manual	Aberta	Terrenos Estáveis	Não imediato	Não

Tabela 1 – Tipos de Tuneladoras e suas características

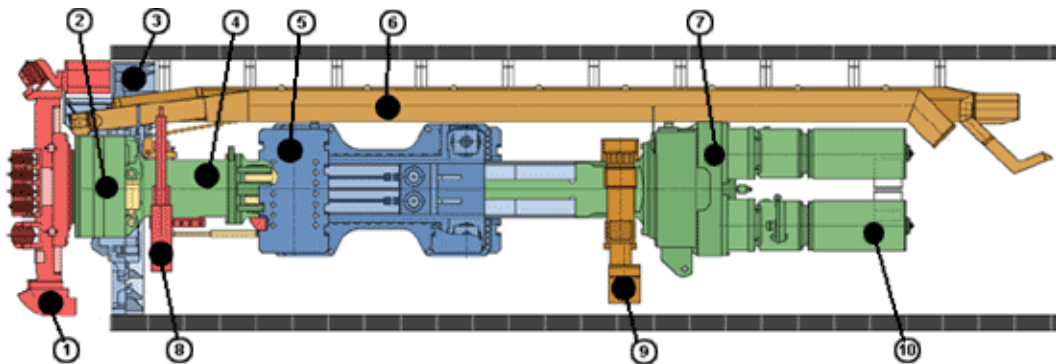
Antes de selecionar o equipamento de perfuração a utilizar num determinado projeto de escavação subterrânea, deve ser feita uma cuidadosa e abrangente análise tendo em consideração os seguintes aspetos (AITES/ITA 2000):

- Avaliação das condições geológicas em que se desenvolverá a escavação,
- Necessidade ou não de sustimento do terreno ao longo do túnel escavado,
- Alinhamento do túnel e comprimento,
- Disponibilidade de espaço necessário a instalações auxiliares existentes na retaguarda da máquina e em torno dos túneis de acesso,
- Condições de segurança.

Segundo a AITES o conhecimento das condições geológico-geotécnicas é o princípio mais importante para o planeamento e execução de um projeto de tunelação.

2.2 Tuneladoras Simples

Este tipo de máquinas tuneladoras (Figura 11 e Figura 12) foram concebidas para escavar principalmente em terrenos rochosos de média a elevada dureza e nos quais não se verifique a necessidade de revestimento imediato das paredes do túnel escavado. Os principais elementos que constituem uma tuneladora são: a cabeça de corte, as sapatas ou “grippers” e o “back up”.



- | | |
|--|--|
| 1 - Cabeça de Corte | 6 - Tela transportadora |
| 2 - Rolamento principal | 7 - Sistema acionador da cabeça de corte |
| 3 - Escudo da cabeça de corte | 8 - Suporte dianteiro |
| 4 - Eixo interior | 9 - Suporte traseiro |
| 5 - Eixo exterior com "grippers" e cilindros | 10 - Motor elétrico |

Figura 11 – Esquema geral de uma tuneladora
(www.herrenknecht.com, 2011)

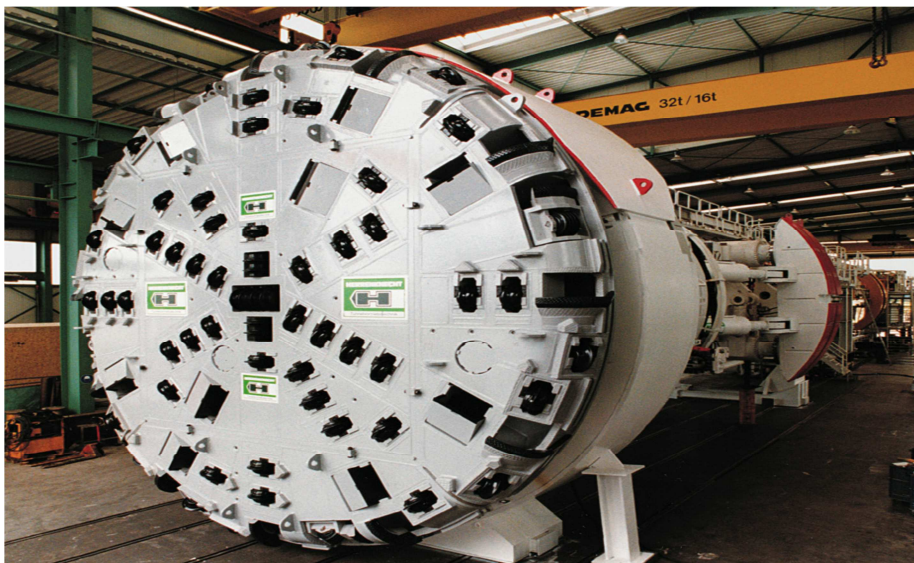


Figura 12 – Vista geral de uma tuneladora
(www.herrenknecht.com, 2011)

2.2.1 Cabeça de corte

A cabeça de corte encontra-se na parte frontal da tuneladora e as suas principais funções são o desmonte do maciço rochoso através da ação de discos de corte que nela se encontram acoplados, bem como a rápida extração do terreno escavado (Figura 13).



Figura 13 – Cabeça de corte
(www.urbanity.es, 2012)

Esta é uma estrutura de aço soldado composta por varias partes que se acoplam formando uma estrutura estável, equilibrada e sólida. Quase todas as cabeças de corte são simétricas, aumentando assim a sua estabilidade e equilíbrio, tornando mais fácil a distribuição do peso ao longo da estrutura, mantendo o centro de gravidade no eixo de rotação da cabeça e evitando desgastes desnecessários em rolamentos e maior esforço nos motores de rotação.

2.2.2 Ferramentas de Corte

Existem diversas ferramentas de corte que podem ser utilizadas numa máquina tuneladora, como por exemplo discos de corte, bits em carboneto de tungstênio, pás, etc. A ferramenta de corte mais utilizada no desmonte de rocha compacta são os discos de corte, enquanto para maciços com valor de Resistência à Compressão Simples (R.C.S.) de até 40 MPa são os bits em carboneto de tungstênio ou ainda sistemas de injeção de fluidos à pressão. Assim, os discos de corte serão associados às tuneladoras como ferramenta de corte principal, e os bits e/ou a injeção de fluidos à pressão na frente de trabalho como ferramentas principais dos escudos.

2.2.2.1 Discos de corte

São constituídos por metal duro e possuindo o seu próprio eixo giram livremente sobre ele, encontrando-se a carcaça do disco ligada diretamente à cabeça de corte (Figura 14 e Figura 15). Os discos são geralmente fabricados em aço de alta liga, são descartáveis, conseguindo-se a sua substituição sem necessidade de desmontar a máquina.

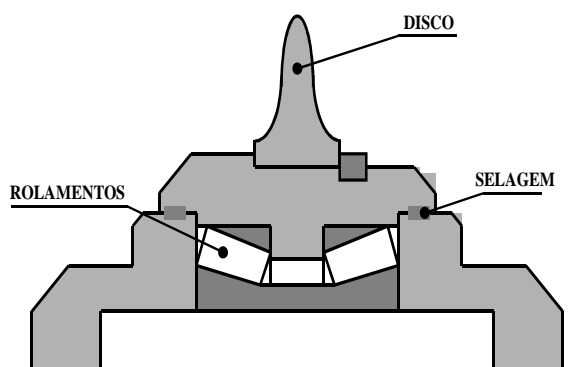


Figura 14 – Secção transversal de um disco de corte
(Eurohınca S.L., 2011)



Figura 15 – Disco de corte
(www.robins.com, 2011)

Para facilitar o trabalho de substituição e manutenção dos discos, a cabeça de corte é normalmente desenhada de forma a permitir que o acesso ate a frente de escavação se faça pelo seu interior (Figura 16).



Figura 16 – Ferramentas de corte na frente de escavação
(www.mining-technology.com, 2012)

Os discos de corte são geralmente montados na cabeça em forma de espiral, de modo que quando esta gire, possa descrever círculos concêntricos praticamente equidistantes. É na zona central da cabeça que existe uma maior concentração de discos de corte, este facto acaba por facilitar o desmonte da rocha em toda a secção, tal como acontece no desmonte com recurso a explosivos, em que o desmonte da zona central da secção a escavar é, se assim se pode dizer, a mais importante.

O processo de corte mecânico ocorre inicialmente através de um processo de rotura frontal causada pela pressão exercida pelo disco de corte sobre o terreno (Figura 17).



Figura 17 – Vista de uma frente de escavação
(Hidrossolo, S.A., 2010)

Segundo a AITES a distribuição espacial das ferramentas na cabeça de corte tem como base as condições de escavação, a experiência obtida na escavação de terrenos com características análogas, profundidade de corte e o número de passagens dos discos em rotação.

Este processo pode ser dividido em cinco fases, que podem ser observadas na Figura 18.

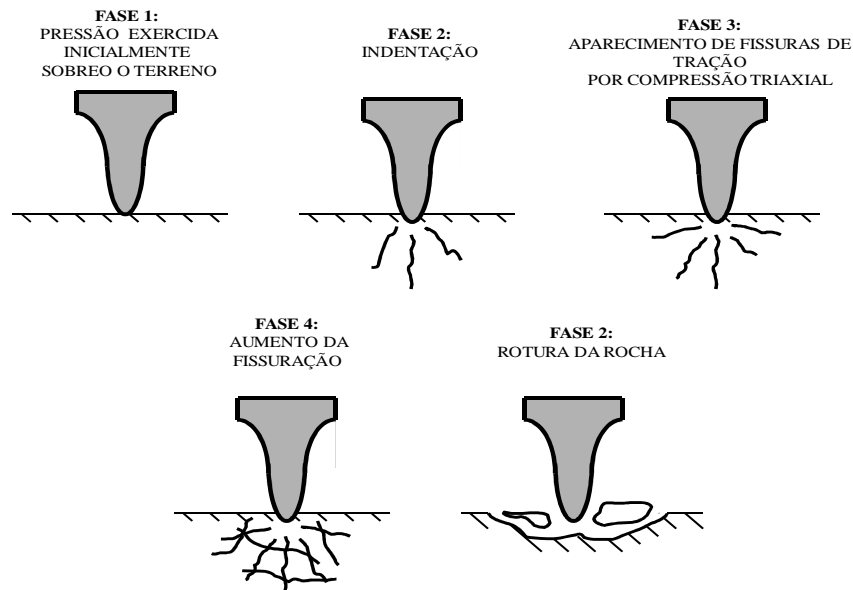


Figura 18 – Fases do corte mecânico
(Eurohınca, S.L., 2011)

O processo de rutura frontal produz-se em cada uma das superfícies de contato do dico com o terreno. A este processo de rotura da rocha soma-se o efeito de indentação que se produz entre os discos com maior proximidade (Figura 19).

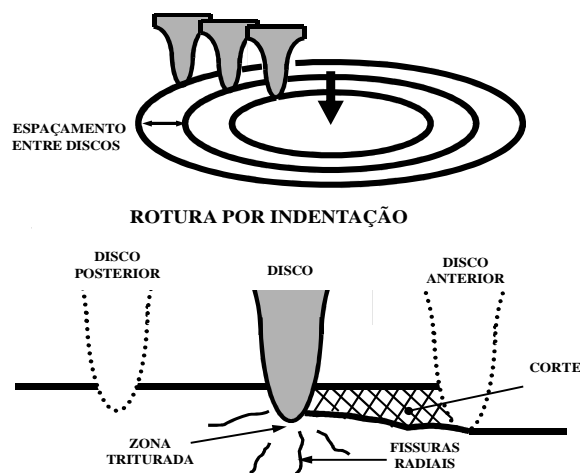


Figura 19 – Rotura do terreno por indenta o
(Eurohınca, S.L., 2011)

Segundo Odd G. Askilrud, a capacidade de avanço dos discos de corte pode ser limitada por um ou mais fatores, incluindo a vida útil do disco, qualidade do aço e o tipo de acoplamento   cabeça de corte.

Uma correta escolha da ferramenta de corte far-se-á refletir tanto nos rendimentos de perfuração obtidos como no custo final da obra, pelo que é essencial que se tenha em linha de conta os seguintes parâmetros:

a) Características de resistência do maciço e sua abrasividade

A Resistência à Compressão Simples de um maciço é uma das propriedades que mais se avalia em extratos rochosos. Este parâmetro pode ser utilizado para avaliar a resistência que o maciço oferecerá a penetração do disco de corte na sua superfície. No entanto deverá prestar-se atenção ao tipo de quebra que a rocha sofre durante o ensaio, isto é, se esta quebra por debilidade estrutural (Plano de Falha/Xistosidade) ou se pelo contrario se trata de uma quebra não estrutural (Figura 20).

A quebra da rocha por debilidade estrutural durante o ensaio não reflete de forma fidedigna a Resistência à Compressão Simples da rocha.

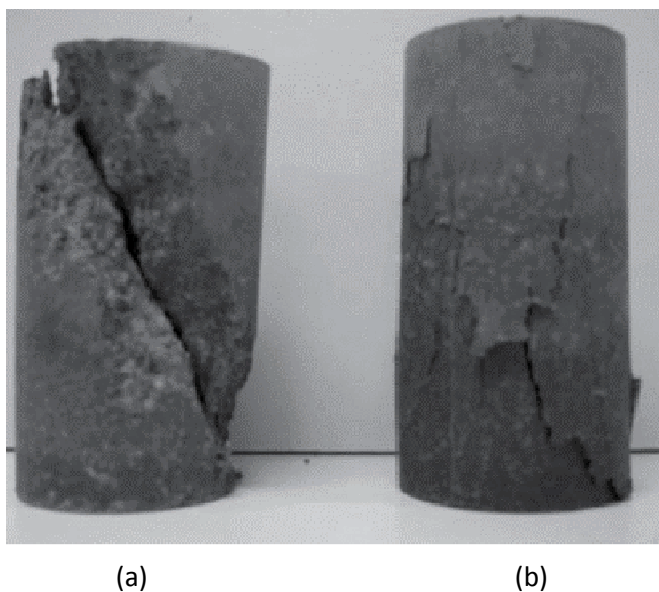


Figura 20 – a) Quebra estrutural b) Quebra não estrutural
(Cigla, 2000)

Outras das características essenciais a avaliar é o grau de abrasividade da rocha, sendo este um dos parâmetros mais importantes a avaliar caso se pretenda estimar o grau de desgaste que as ferramentas de corte poderão sofrer ao longo da perfuração. Um dos ensaios mais utilizados na

avaliação da abrasividade de um maciço é o CAI (Cerchar Abrasivity Index), desenvolvido pelo centro de Pesquisas Homónimo de França, em meados da década de 1970 (West 1982).

O referido ensaio consiste na utilização de uma ponteira metálica e dimensões específicas que se aplicará sobre a superfície da amostra de rocha sob uma carga de 70 N, sendo posteriormente executado um risco de 10 mm de extensão sobre a mesma amostra e verificando-se posteriormente o desgaste sofrido pela ponta metálica. O resultado do ensaio é expresso sob o índice CAI, correspondente á medida do diâmetro da área da ponteira metálica (em décimos de milímetros) oriunda do desgaste (Figura 22)

Na Figura 21 encontram-se representados alguns valores de referência relativos a vários tipos de rochas, os quais foram obtidos com base na execução de diversos ensaios de abrasividade tipo Cerchar.

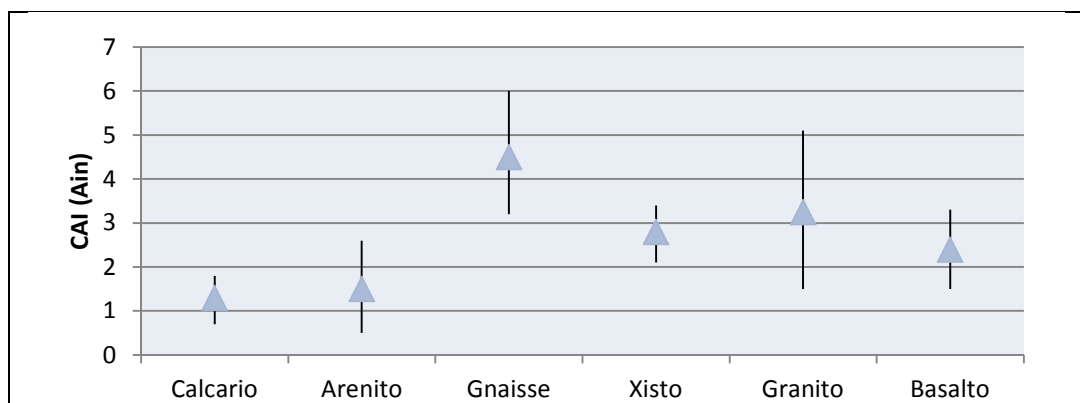
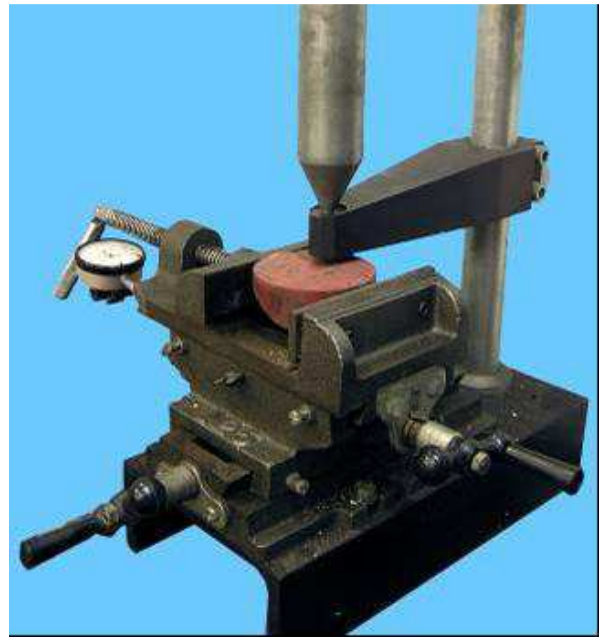
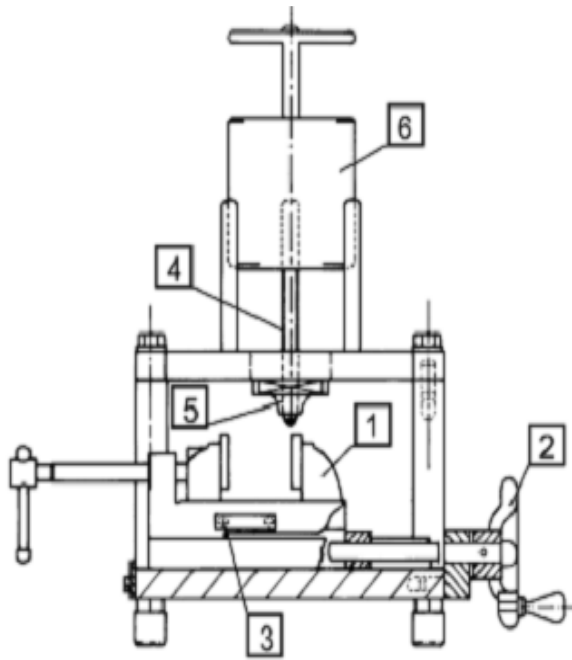


Figura 21 – Valores referência para Índice de abrasividade (CAI)
(Adaptado de Plinninger, et. al., 2003)



1/3 – Fixador de amostra
 2 – Regulador Manual
 4 – Ponteira em aço

5 – Aperto para ponteira
 6 – Peso aplicado

Figura 22 - Aparelho para avaliação do CAI
 (Maloney, 2010)

b) Grau de fracturação da rocha e foliação

A fracturação e/ou foliação de um maciço tem um papel extremamente importante na fissuração que os discos de corte deverão promover sobre a rocha à sua passagem, uma vez que a direção dos planos de foliação relativamente ao sentido de avanço do equipamento de perfuração irá influenciar de forma direta o desgaste das ferramentas de corte e o rendimento de escavação obtido.

Quando o avanço da máquina de perfuração se desenvolve paralelamente aos planos de foliação da rocha a propagação das fissuras originadas pelos discos de corte à sua assagem sobre a superfície é forçada a seguir pelos planos de foliação dificultando assim o seu desmonte (Figura 23).

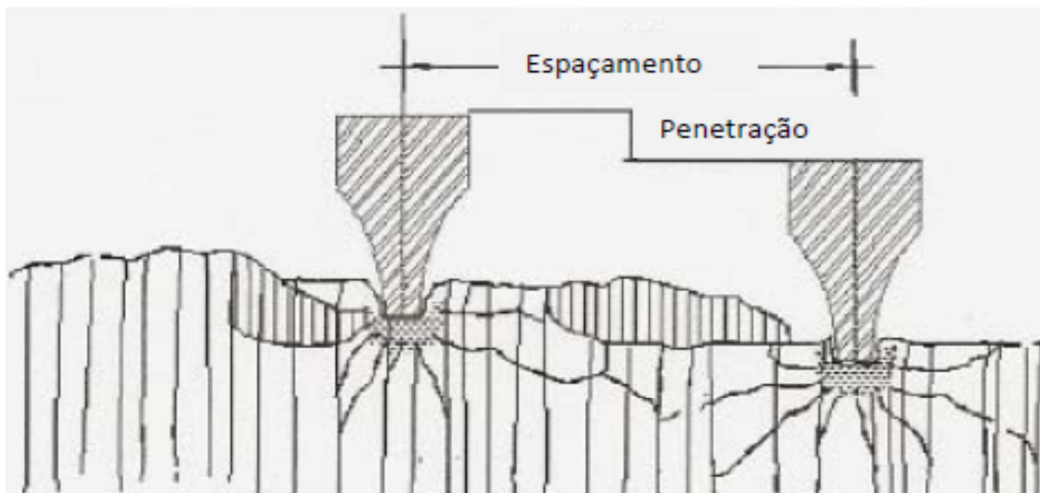


Figura 23 – Direção de corte paralela ao plano de foliação da rocha
(Cigla, 2000)

Por sua vez, quando o avanço é perpendicular aos planos de foliação da rocha o seu desmonte vê-se facilitado, uma vez que a rocha quebra com maior facilidade produzindo-se escombros com geometria do tipo lascada (Figura 24).

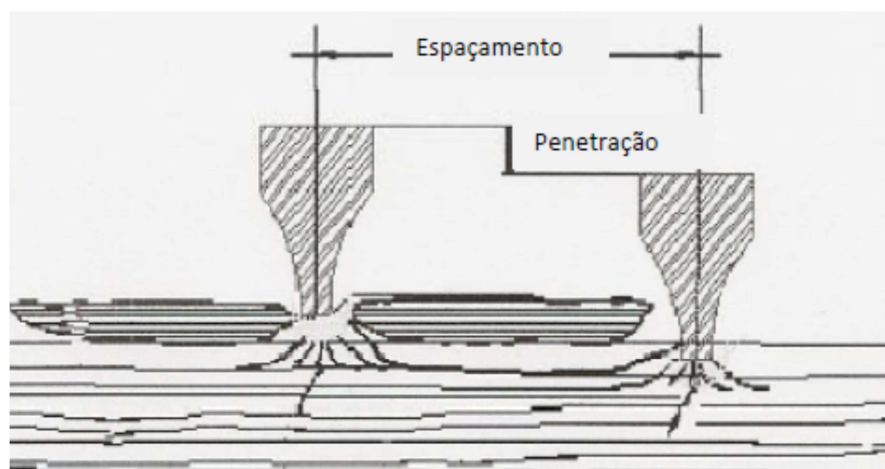


Figura 24 – Direção de corte perpendicular ao plano de foliação da rocha
(Cigla, 2000)

c) Geometria da ferramenta de corte

As ferramentas de corte são os únicos elementos responsáveis pela transmissão da força gerada pelo equipamento de perfuração sobre a frente de escavação, pelo que a sua geometria deverá ser bem estudada de forma a aumentar sua capacidade de penetração e consequentemente obter maiores rendimentos de escavação com o menor desgaste possível.

Até há duas décadas atrás, os discos de corte possuíam uma geometria em forma de V com um ângulo que podia variar entre os 60° e os 120°. Discos com esta geometria apenas ofereciam excelentes resultados durante as primeiras utilizações, uma vez que o rápido desgaste verificado fazia com que os rendimentos caíssem abruptamente antes de se haver dada por terminada a vida útil da ferramenta (Figura 25).

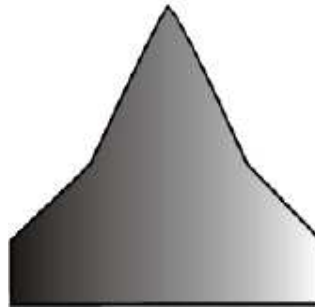


Figura 25 – Discos de corte em desuso
(Cigla, et. al., 2001)

De forma a assegurar uma maior performance de estas ferramentas foram posteriormente desenvolvidos discos de corte cuja geometria permanece constante ao longo de toda a sua vida útil, o que resulta em rendimentos constantes (mantendo-se as características geotécnicas do maciço) e numa redução significativa dos custos relativos a substituição de ferramentas de corte (Figura 26).

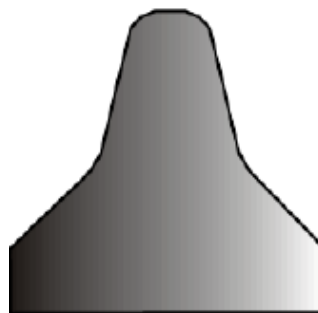


Figura 26 – Discos de corte atuais
(Cigla, et. al., 2001)

d) Geometria do corte

O espaçamento entre discos de corte e sua capacidade de penetração na rocha a cada rotação define a eficácia de corte do sistema de discos instalados na cabeça de corte (M. Cigla, S. Yagiz e L. Ozdemir et al 2001).

Como se pode apreciar na Figura 27 existe um espaçamento ótimo para cada taxa de penetração onde a interação entre cortes adjacentes é maximizada. Este espaçamento ótimo é normalmente obtido através do rácio espaçamento/penetração cujo valor se deve manter entre 10 e 20, sendo o rácio mais baixo aplicado a rochas brandas e vice-versa.

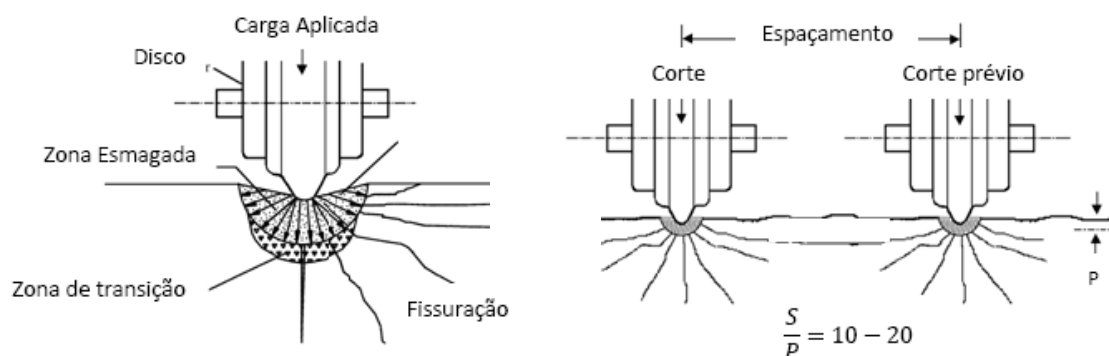


Figura 27 – Espaçamento ótimo entre discos de corte
(Adaptado de Cigla, 2000)

e) Especificações do equipamento de perfuração

As características presentes no equipamento de perfuração tais como: força de avanço e binário, são elementos chave na construção de qualquer obra subterrânea por tunelagem, proporcionando a força necessária à escavação do túnel.

Deve-se ter em conta o torque necessário a instalar na cabeça de corte de forma que os discos de corte cumpram a sua função, ou seja, consigam penetrar na rocha sem bloquear o movimento de rotação da cabeça de corte.

f) Parâmetros operacionais

Em cada projeto de escavação subterrânea podem existir varias condicionantes como por exemplo: a geologia do terreno, as condições necessárias ao sustimento do túnel escavado ou a presença de água subterrânea, as quais podem limitar a produtividade do equipamento de perfuração. Todos estes fatores devem ser considerados na escolha do equipamento de perfuração a utilizar.

2.2.3 Pás periféricas da cabeça de corte

São essenciais para a remoção dos escombros da frente de escavação. Situados na periferia da cabeça de corte são responsáveis pela recolha e elevação do material escavado e sua descarga na tela transportadora responsável pela sua retirada do interior túnel.

2.2.4 Sapatas de Fixação

São as sapatas que fixam e apoiam a máquina contra a parede rochosa do túnel escavado durante o seu avanço, sendo maior a sua superfície quanto menor for a resistência da rocha (Figura 28). Estas sapatas devem suportar a força de avanço necessária para fazer avançar a tuneladora, força esta proporcionada pelos cilindros hidráulicos de avanço e transmitida ao terreno através dos “Grippers”. Normalmente não ultrapassam os 0.7 m de largura.



Figura 28 – Sapatas de Fixação
(www.robins.com, 2011)

2.2.5 Cilindros de avanço

Proporcionam à máquina a força de avanço necessária para realizar o desmonte do terreno na frente de escavação. Geralmente as tuneladoras possuem quatro cilindros cujo curso esta compreendido entre 1,5 m e 2,0 m dependendo do fabricante.

O curso dos cilindros define o comprimento de cada ciclo de avanço, pois uma vez atingida a sua abertura máxima é necessário abrir os grippers novamente e retraindo os cilindros conseguindo assim o avanço da parte fixa da máquina (Figura 29).

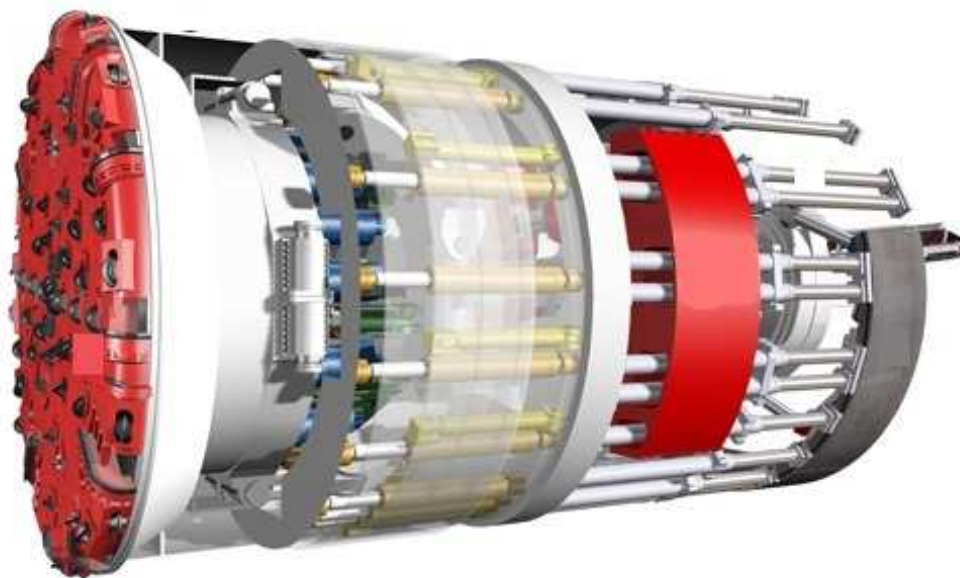


Figura 29 – Cilindros de avanço constituintes de uma tuneladora.
(www.herrenknecht.com, 2011)

2.2.6 Plataforma estrutural ou “Back up”

É esta a denominação que se dá ao conjunto de plataformas posteriores que a máquina arrasta no seu avanço e que normalmente incorpora os seguintes equipamentos (Figura 30):

- Transformadores e mangueiras elétricas.
- Coletor de Pó, constituídos na maior parte das vezes por uma cortina de água que capta o pó num tubo de aspiração e permite a sua posterior retirada sob forma de lodo.
- Contentores de ventilação capazes de armazenar 100 m de tubagem para insuflação de ar.
- Um sistema de remoção de escombros.

Dos componentes supra mencionados o utilizado para a remoção de escombros tem um papel fundamental no rendimento de perfuração da tuneladora, isto porque é necessário retirar com a maior rapidez possível um elevado volume de material escavado. Uma escolha errada do sistema de retirada de material pode dar origem a um rendimento de perfuração inferior ao permitido pela tuneladora. Pela sua aparente simplicidade não costuma ser um dos pontos mais debatidos e

estudados a quando da construção de uma tuneladora. Os diferentes sistemas de extração de escombros existentes combinam, na sua maioria, tapetes de extração com diferentes capacidades e vagonetas de diferentes volumes.



Figura 30 – Back up
(www.msd-dresden.com, 2010)

2.2.7 Método de avanço

O funcionamento de uma tuneladora encontra-se dividido em cinco ciclos:

Ciclo 1: A máquina é fixada através dos “grippers” ao túnel. A escavação tem início (Figura 31).

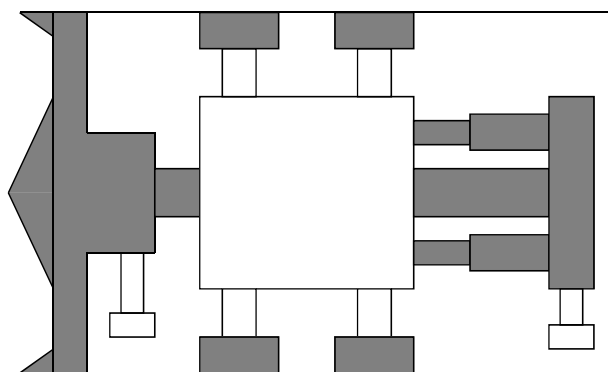


Figura 31 – Fixação do equipamento ao túnel
(Eurohınca, S.L., 2011)

Ciclo 2: Os cilindros de avanço da cabeça de corte atingem o seu comprimento máximo. A escavação é interrompida (Figura 32).

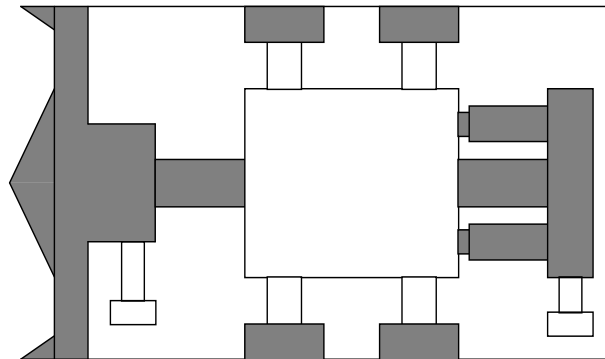


Figura 32 – Curso máximo dos cilindros de avanço
(Eurohinca, S.L., 2011)

Ciclo 3: Os suportes dianteiros e traseiro estendem-se e retraem-se os “grippers”. O eixo exterior desliza para a frente (Figura 33).

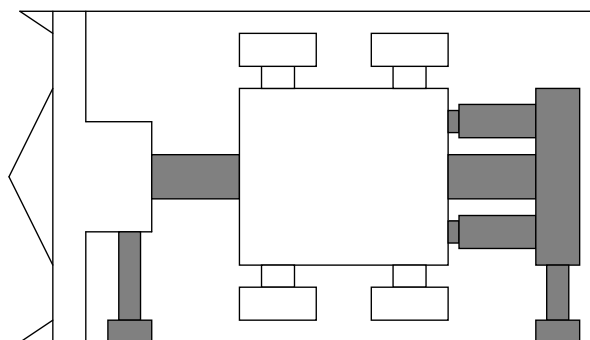


Figura 33 – Extensão dos suportes dianteiro e traseiro
(Eurohinca, S.L., 2011)

Ciclo 4: Procede-se ao alinhamento da máquina utilizando o suporte traseiro (Figura 34).

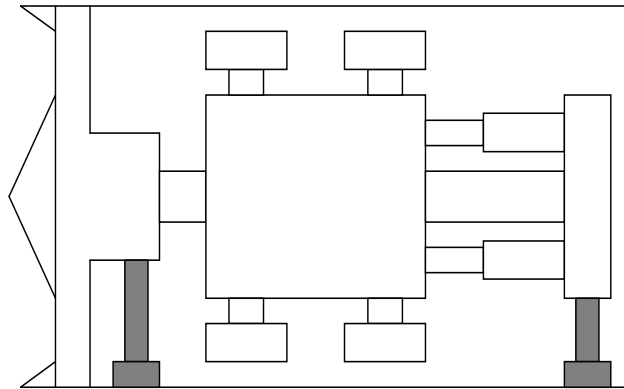


Figura 34 – Alinhamento da máquina
(Eurohinca, S.L., 2011)

Ciclo 5: Os “grippers” são estendidos e os suportes retraídos. A máquina encontra-se preparada para iniciar um novo ciclo (Figura 35).

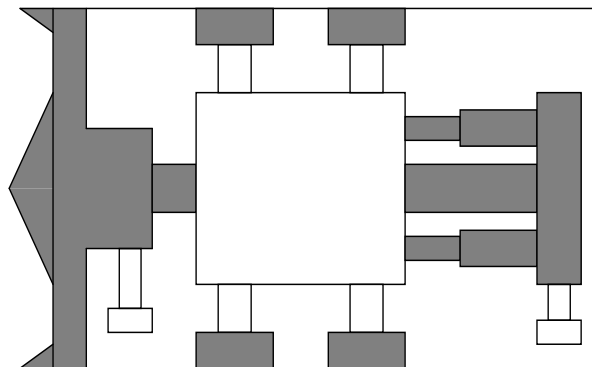


Figura 35 – Extensão das sapatas
(Eurohinca, S.L., 2011)

2.3 Tuneladoras de Escudo Simples

Como se referiu anteriormente, os escudos são um tipo de tuneladora utilizada principalmente na escavação de terrenos constituídos por rochas brandas e/ou solos, normalmente instáveis e por vezes em escavações abaixo do nível freático o que obriga à colocação imediata de elementos de revestimento sobre as paredes do túnel. Este tipo de trabalho deve ser realizado sob a proteção de um escudo que dá o nome a este tipo de tuneladoras.

A seguir apresentam-se as principais características de estes equipamentos:

- Todos os elementos mecânicos das Tuneladora de Escudo Simples encontram-se alojados dentro de uma estrutura de proteção em aço laminar (escudo), a qual é responsável pelo sustimento do terreno na zona escavada e que todavia se encontra ocupada pelo equipamento.
- Com o avanço da máquina o sustimento do terreno até agora assegurado pelo seu escudo terá de ser substituído, utilizando-se para o efeito tubagem em betão ou na maior parte dos casos aduelas construídas também em betão as quais são colocadas e montadas pela própria tuneladora através de um elevador de aduelas apropriado.
- A força de avanço necessária para fazer progredir a máquina é conseguida através da força exercida pelos cilindros sobre o anel em betão de revestimento previamente instalado no túnel, já que o terreno não será com certeza suficientemente competente como para que se possa aplicar o mesmo princípio de fixação das tuneladoras.

De entre as tuneladoras denominadas de escudo existem diversos tipos, sendo possível a sua divisão em dois grupos: escudo aberto e escudo fechado.

São chamados de escudo aberto aqueles que não possuem sistema de contenção integral da frente de escavação e denominam-se de escudos fechados aqueles que o possuem.

Na Tabela 2 apresentam-se os tipos de escudos existentes atualmente no mercado.

→ ESCUDOS	→ ABERTOS	→ MANUAL → SEMI-MECANIZADO → MECANIZADO
	→ FECHADOS	→ FECHO MECANICO ACTIVO → AR COMPRIMIDO → E.P.B. ("Earth Pressure Balance") → HIDROESCUDOS

Tabela 2 – Tabela indicativa dos tipos de escudos existentes no mercado

2.3.1 Tuneladoras de Escudo aberto

As tuneladoras de escudo aberto são normalmente utilizadas quando a frente de escavação é estável existindo uma baixa afluência de água devido à impermeabilidade do terreno ou pela ausência do nível freático.

De entre os escudos abertos podemos distinguir três subtipos de escudos através do método de escavação por estes utilizado: manual, semi-mecanizado, mecanizado.

2.3.1.1 Escudo aberto com escavação manual

Como o próprio nome sugere, a escavação do túnel é conseguida pela escavação manual do terreno na frente utilizando para o efeito martelos picadores ou, se o terreno assim o exigir, martelos do tipo “darda”. É o sistema de escavação mais simples e é composto pelos seguintes elementos:

- Escudo: Esta é a parte fundamental da tuneladora, e considerando que o método de escavação é manual, este possui na maior parte dos casos uma geometria em forma de ferradura ou "U" deitado (Figura 36).
- Sistema de avanço: Consiste num conjunto de cilindros que são colocados na parte traseira do escudo e que se encarregam de exercer a força de avanço sobre o anela de revestimento em betão instalado no último ciclo de avanço.
- Sistema para instalação do revestimento: Há diferentes tipos de escudos abertos para escavação manual, e por sua vez, vários tipos de sistemas de instalação de revestimento.
- Sistema de retirada de escombros: Neste tipo de tuneladoras é geralmente instalado um sistema de vias ou carris para a remoção dos escombros com vagonetas. O número de carris depende do diâmetro do túnel.



Figura 36 – Escudo aberto para escavação manual
(Hidrossolo, S.A., 2011)

2.3.1.2 Escudo aberto semi-mecanizado

Neste tipo de tuneladoras o elemento escavador é constituído por um braço mecânico munido de uma ferramenta de corte na sua extremidade (Figura 37), sendo este controlado pelo operador. A forma como este é manobrado é semelhante à de uma máquina escavadora ou giratória corrente.

As características dos principais elementos dos escudos abertos semi-mecanizados, (escudo, sistema de avanço, sistema de instalação de revestimento e sistema de remoção de escombros) são praticamente iguais aos dos escudos abertos de escavação manual.



Figura 37 – Escudo semi-mecanizado
(www.fhwa.dot.gov, 2011)

2.3.1.3 Escudo aberto mecanizado

Os escudos mecanizados encontram-se dotados de uma cabeça de corte como elemento perfurador. A cabeça de corte pode estar munida por sua vez com bits, roçadores ou mesmo discos de corte, isto em função do terreno a desmontar. Estas máquinas possuem características muito idênticas às de uma tuneladora.

As únicas diferenças entre os escudos abertos mecanizados e as tuneladoras são que os primeiros possuem um escudo protetor e um sistema de sustimento por aduelas em betão. Portanto, este tipo de tuneladoras é usado também na construção de túneis em rocha compacta onde se verifique a necessidade ou obrigatoriedade de revestir o túnel com aduelas.

Em suma, são máquinas relativamente simples e que se adaptam com facilidade às condições variáveis da geologia que podem ocorrer ao longo do desenvolvimento de um túnel, desde que estas não sejam extremamente difíceis (Figura 38).



Figura 38 – Escudo aberto mecanizado
(www.dublinporttunnel.ie, 2011)

2.3.2 Escudos Fechados

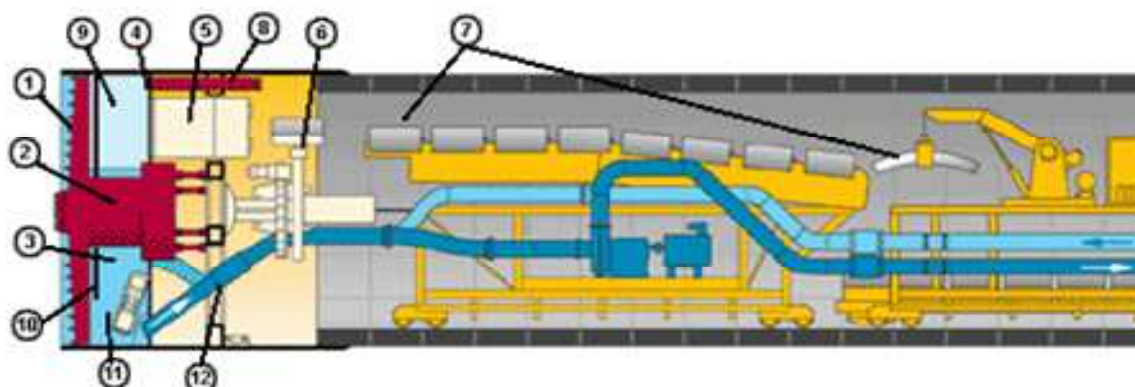
As tuneladoras de escudo fechado foram concebidas para a escavação de terrenos difíceis, não coesivos e/ou com presença de nível freático, isto é, em terrenos instáveis.

Dentro deste grupo de escudos, podemos distinguir dois grupos de acordo com o método de escavação (mecanizado): Cabeça de corte sem pressão e Cabeça de corte pressurizada, que por sua vez pode ser dividida em três tipos de tuneladora através do método de estabilização na frente de escavação a qual pode ser conseguida por Pressurização por ar comprimido, Pressurização por pressão de terras (EPB) ou ainda pela utilização de máquinas do tipo Hidroescudos.

Existindo vários tipos de escudos fechados, todos eles possuem algumas semelhanças tais como Cabeça de corte, Cilindros de avanço, Sistema de instalação de revestimento, Back up, entre outras.

2.3.2.1 Hidroescudos

Os hidroescudos utilizam as propriedades das lamas bentoníticas de forma a conseguir a estabilização da frente de escavação do túnel (Figura 39)



- | | | |
|--------------------------|--------------------------|------------------------|
| 1 Cabeça de Corte | 5 Bomba de ar comprimido | 9 Câmara |
| 2 Sistema de Acionamento | 6 Elevador de aduelas | 10 Bomba submersível |
| 3 Bentonite em suspensão | 7 Aduelas | 11 Câmara Trituradora |
| 4 Suporte para cilindros | 8 Cilindros de avanço | 12 Tubagem de extração |

Figura 39 – Esquema geral de um Hidroescudo
(www.herrenknecht.com, 2011)

Estas máquinas são adequadas para trabalhar em terrenos difíceis, constituídos principalmente por areia, cascalho ou outros materiais de baixa consistência. Podendo também ser utilizados abaixo do nível freático. O princípio de funcionamento dos Hidroescudos consiste na injeção por bombagem de lama bentonítica no espaço existente entre a frente de escavação e a cabeça de corte, onde o terreno escavado se mistura com a lama bentonítica formando um fluido espesso mas o suficientemente líquido como para ser bombeado e extraído da frente através de uma tubagem própria para o efeito (Figura 41). Com a finalidade de evitar a presença de blocos de material excessivamente grandes, o fluido (terreno + bentonite) é feito passar por uma câmara trituradora onde fica sujeito à força de impacto por rotação de uns batentes metálicos que se encarregam de quebrar eventuais pedaços de material de maior dimensão tornando possível a sua extração. O fluido resultante é sugado por uma bomba e posteriormente enviado para o exterior onde se encontra o decantador, que como seu nome indica serve para separar a lama bentonítica do material escavado, permitindo desta forma reutilizar o lodo bentonítico. A Figura 40 ilustra o processo anteriormente descrito.

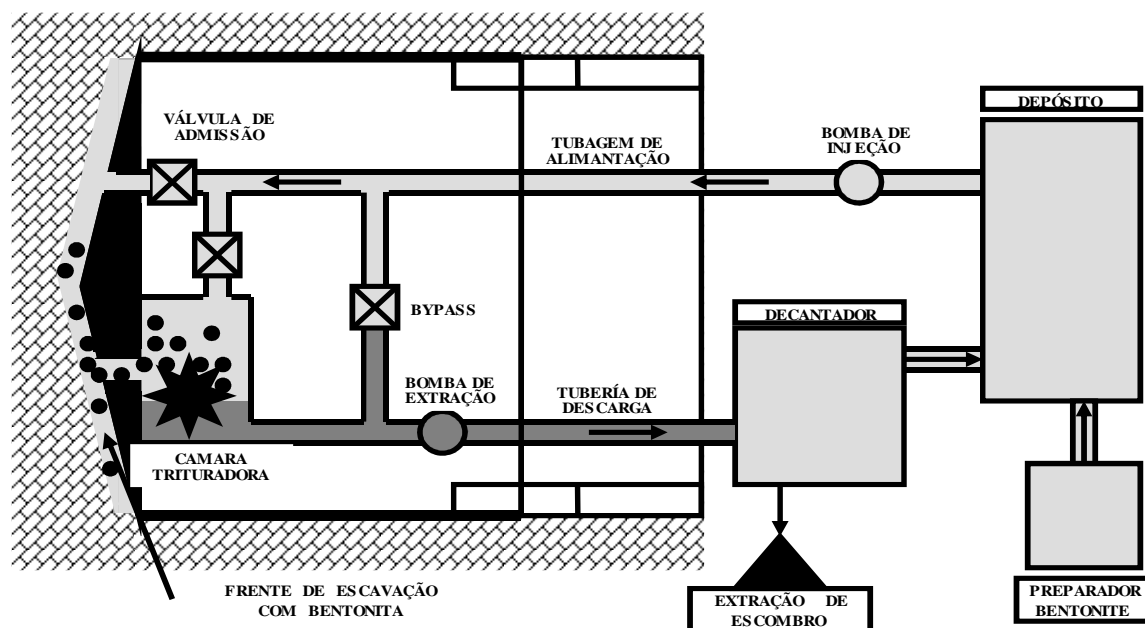


Figura 40 – Circuito da bentonite num hidroescudo
(Eurohinca, S.L., 2011)

Os Hidroescudos utilizam a lama bentonítica com duas finalidades:

Com as plantas separadoras que atualmente se utilizam neste tipo de processos, é possível e rentável a separação de lamas bentoníticas de terrenos granulares constituídos por material com dimensão acima dos 0,074 mm, como por exemplo areias finas. No que diz respeito à operação de separação de lama bentonítica dos sedimentos de areia, de tamanho entre 0,08 mm e 0,03 mm, o seu custo é bastante superior, deixando de ser uma operação rentável. É escusado será dizer que a separação de argilas com dimensão inferior a 0,03 mm é extremamente difícil, uma vez que a bentonite é uma argila e separá-la de outra argila, embora possível, é muito complicado e não é rentável.

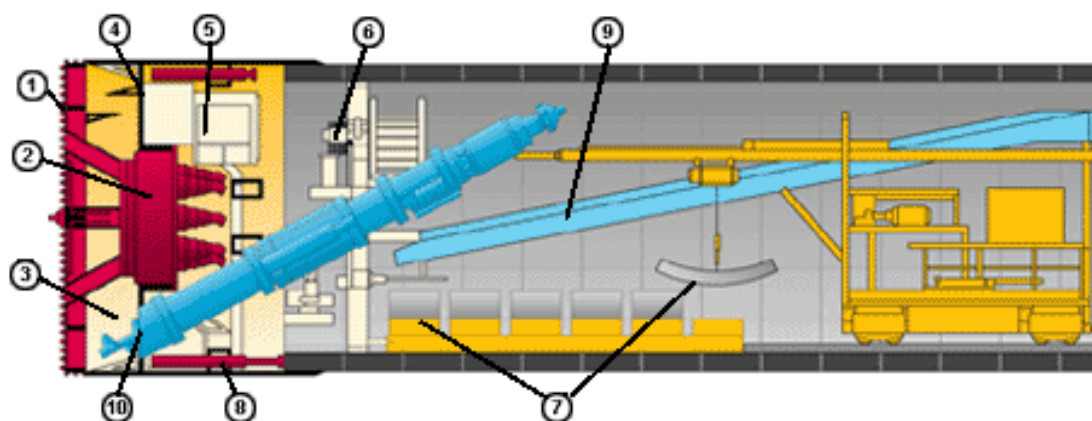
A produção de detritos com dimensão máxima de 10-13 cm (dimensão máxima de material bombeável) limita o uso destas máquinas. A montagem de batentes localizados na parte frontal da cabeça de corte e antes da bomba de extração principal, tem resolvido o problema dos terrenos com presença de blocos com dimensão superior a 13 cm.



Figura 41 – Hidroescudo
(Eurohinca, S.L., 2010)

2.3.2.2 Escudos de pressão de terras EPB

Este tipo de Tuneladoras denominadas de EPB (Earth Pressure Balance) é também utilizado na escavação de terrenos instáveis (Figura 42 e Figura 43).



- 1 Cabeça de Corte
- 2 Sistema de Acionamento
- 3 Material escavado
- 4 Detetor de pressão na frente

- 5 Válvula de ar comprimido
- 6 Elevador de aduelas
- 7 Aduelas
- 8 Cilindros de avanço

- 9 Tela transportadora
- 10 Sem-fim de extração

Figura 42 – Esquema geral de uma EPB
(www.herrenknecht.com, 2011)

Este tipo de equipamento foi desenvolvido após os hidroescudos e surgiu como uma alternativa para escavar em terrenos argilosos, devido aos problemas anteriormente mencionados dos hidroescudos relativos ao processo de separação das lamas bentoníticas na escavação deste tipo de terrenos.

Os fundamentos nos quais se baseia são:

- Estabilizar a frente de escavação com material à pressão, utilizando para tal o próprio material escavado, já que graças a uns aditivos logra-se transformar o material numa mistura de consistência viscosa e plástica. Este princípio é semelhante ao utilizado nos hidroescudos para o sustimento da frente de escavação mediante utilização de lamas bentoníticas.
- Conseguir uma mistura com consistência adequada (próxima do estado sólido) para que possa ser escavada mantendo constante a pressão exercida sobre o material que a máquina se encontra a escavar. Tal é conseguido através da utilização de um parafuso sem-fim que vai retirando o material da frente de escavação, para depois se transportar o escombros através das telas transportadoras e vagonetas até ao poço de ataque.

Assim, podemos dizer que os escudos que funcionam por pressão de terras são um híbrido entre os hidroescudos e os escudos de pressão a ar comprimido.

Para controlar o sistema de equilíbrio de terras do escudo EPB é necessário controlar o volume de escombros retirado pelo sem-fim, estabelecendo um equilíbrio em relação ao material escavado. Isto é conseguido através do controle da velocidade de rotação do parafuso sem-fim em relação à pressão da terra dentro da câmara.

A pressão ideal é inicialmente calculada com base no tipo de terreno a escavar bem como na carga de água neste presente, sendo o sistema reajustado continuamente em função dos valores obtidos nos sensores de pressão situados na própria cabeça, câmara e parafuso sem-fim.



Figura 43 – Vista de uma máquina do tipo EPB
(www.tradekorea.com, 2011)

2.4 Escudos duplos

Como já foi referido, os escudos duplos são tuneladoras com características mistas entre Tuneladora e Escudo. As suas principais características é que se encontram equipados com dois sistemas de propulsão independentes, onde um coincide com o sistema utilizado pelos escudos e outro com o das tuneladoras.

O escudo duplo é um escudo telescópico articulado, além de fornecer um sustimento contínuo do terreno durante o avanço da máquina, permite trabalhar da seguinte forma nos seguintes tipos de terreno:

- **Em terreno rochoso e competente:** O escudo duplo trabalha com os “grippers” como apoio ao sistema de propulsão. Devido às características do terreno não se verifica a necessidade de providenciar sustimento por colocação de aduelas.
- **Em terreno rochoso, mas pouco competente:** As fases de escavação e sustimento são realizadas de forma simultânea. A utilização dos “grippers” mantem-se como apoio ao sistema de propulsão, e ao mesmo tempo que se perfura são colocados os anéis em betão armado (aduelas).

- **Em terrenos pouco competentes:** O escudo duplo trabalha com as mesmas características de um escudo simples. Devido ao tipo de terreno, o qual não oferece resistência suficiente para que neste se possam apoiar os grippers, o avanço da máquina é conseguido pelo apoio dos cilindros de avanço no último anel em betão colocado no túnel.

As distintas possibilidades de trabalho oferecidas pelos escudos duplos permitem alcançar rendimentos próximos aos das tuneladoras simples, e permitem executar túneis através de terrenos heterogêneos, ao contrário das tuneladoras.

Como o próprio nome indica este tipo de tuneladoras é composto por dois escudos, o frontal que serve como estrutura de apoio à cabeça de corte, e o escudo traseiro que incorpora as sapatas reguláveis, o elevador de aduelas e os cilindros hidráulicos de avanço em terrenos instáveis (Figura 44).

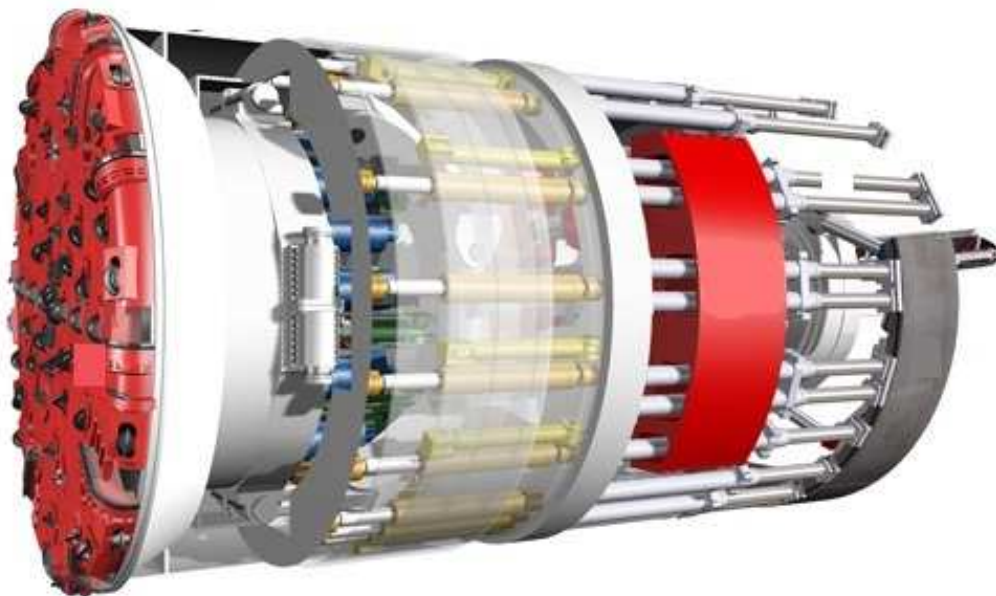


Figura 44 – Esquema geral de um escudo duplo
(www.herrenknecht.com, 2011)

2.5 Características e componentes fundamentais das Tuneladoras de escudo

2.5.1 Cabeça de corte

A cabeça de corte é a parte frontal do escudo, e suas principais funções são as de incluir as ferramentas de corte apropriadas para escavar o terreno em causa e permitir a retirada controlada do material escavado.

Na zona frontal da cabeça situam-se as ferramentas de corte e no seu interior dispositivos internos de homogeneização e preparação do terreno escavado para sua extração na forma de escombros.

2.5.2 Estrutura da cabeça

Em todo o escudo fechado a cabeça de corte é construída com base em chapas de aço fundido laminado de grande espessura (3 a 5 cm). A cabeça de corte é geralmente construída em diversas partes que posteriormente serão unidas dando origem a uma estrutura estável, equilibrada e sólida. Em outros casos, as peças são construídas a partir de uma única peça em aço fundido, sendo o custo associado ao seu fabrico muito mais elevado.

Normalmente as tuneladoras projetadas para construir túneis de grande diâmetro são fabricadas em várias peças de forma a facilitar a sua construção e sobretudo para facilitar o seu transporte.

2.5.3 Geometria da cabeça de corte

Evidentemente, é obrigatório que a cabeça de corte possua uma forma perfeitamente circular. Apenas no Japão foram construídos túneis com secções não circulares, mas sempre com base em cabeças de corte de geometria circular. Para tal são utilizados escudos de duas ou três cabeças (Figura 45).

Dependendo dos fabricantes, a forma atribuída à frente da cabeça de corte pode sofrer ligeiras alterações, desde uma geometria perfeitamente plana na frente a um ligeiro arredondamento da mesma. A principal desvantagem da geometria plana, em relação à geometria arredondada é que a segunda facilita a remoção de escombros. A única vantagem que se obtém da construção de uma cabeça plana são os reduzidos custos do seu fabrico associado a um curto tempo de fabrico.



Figura 45 – Cabeça de corte com secção não circular
(www.usatlas.bnl.gov, 2011)

2.5.4 Aberturas da cabeça de corte

É fundamental estudar o tipo de terreno a escavar para dimensionar as aberturas que farão parte da frente da cabeça de corte, e assim poder obter um ritmo adequado na remoção dos escombros. Estas aberturas não poderão ser demasiadamente amplas para evitar a entrada descontrolada de material para o interior da máquina, fenómeno que poderia resultar na sobrecavação de terreno, nem demasiadamente estreitas uma vez que assim poderia comprometer o rendimento da perfuração ou promover o rápido desgaste das ferramentas de corte pela excessiva acumulação de material na frente (Figura 46)

De realçar que nos escudos pressurizados a dimensão destas aberturas tem ainda maior relevância, uma vez que é o material escavado o responsável pela contenção da frente de escavação, e que o volume de terreno que a cabeça deixa entrar para o seu interior deve ser idêntico ao volume ocupado pela cabeça no seu avanço.

Normalmente estas aberturas não permitem ajustes, isto é, são fixas. Para que a remoção de escombros se processe de forma homogénea e corrente, as aberturas na frente do equipamento devem sofrer um aumento proporcional ao diâmetro da cabeça de corte, fazendo assim corresponder a abertura com a quantidade de detritos a extrair.



Figura 46 – Cabeça de corte – Exemplo Aberturas
(www.psdmud.co.uk, 2011)

Embora as percentagens variem de acordo com o fabricante, as percentagens de abertura dependendo do tipo de terreno a escavar são de forma geral as seguintes:

- Aterros granulares, solos não coesivos ou solos com elevada presença de água: Desde 10 %
- Solos Coesivos: até 30 %.

2.5.5 Ferramentas de corte

A cabeça de corte de um escudo é normalmente munida de bits ou pás, e por vezes pode até mesmo incorporar de discos de corte.

Em terrenos mistos são colocados discos e bits em simultâneo, colocando os primeiros uns 20 ou 30 mm adiantados, de tal forma que, na presença de terreno rochoso durante a escavação, os discos sejam os elementos responsáveis pela escavação do material rochoso, deixando as picas intactas, sendo estas utilizadas apenas em terrenos brandos nos quais os discos penetram sem sofrer qualquer desgaste.

Uma tuneladora pode acoplar diversos tipos de bits em projetos distintos uma vez que estas podem ser substituídas independentemente do fabricante ou do tipo. Além dos bits, todas as tuneladoras possuem um borde cortante formado por uma ou mais peças em metal duro.

O material mais comum utilizado pelos fabricantes de bits na sua construção é o carboneto de tungstênio, sendo que para construção do seu suporte é utilizado o aço. Muitas vezes são dados vários cordões de solda para proteção e reforço dos suportes em aço.

A maioria dos bits encontram-se fixos à cabeça de corte por parafusos e são colocados ao longo do contorno das aberturas da estrutura da cabeça de corte, com o filo voltado para a o lado da abertura para que quando a máquina entre em rotação num dos sentidos, as picas que escavam sejam as colocadas num dos bordos e quando se inverte o sentido de rotação sejam as picas opostas.

No estudo, escolha e conceção dos bits apropriados à perfuração é essencial fazer uma avaliação prévia do tipo de terreno a escavar. E neste estudo permite perceber o desgaste produzido pelo terreno como resultado de:

- Desgaste provocado pela escavação por corte mecânico.
- Desgaste provocado pela abrasividade do terreno.

Encontrando-se bem definidos todos os parâmetros anteriormente mencionados, poder-se-ão seleccionar as ferramentas de corte apropriadas para a escavação, minimizando assim os custos inerentes à perfuração resultado do desgaste das ferramentas de corte. Da mesma forma os tempos de paragem do equipamento para substituição de picas serão também reduzidos de forma considerável.

2.5.6 Copy-Cutters

São utilizados para aumentar o diâmetro de escavação da cabeça de corte, permitindo assim o avanço da cabeça e do escudo sem dificuldades, sobretudo em tramos curvilíneos, uma vez que o sobre corte normalmente executado pela cabeça (1.5 cm a 3.0 cm) não se revelaria suficiente na passagem do escudo.

Os copy-cutters, não são mais do que ferramentas de corte hidráulicamente retrateis existentes em todo o perímetro da cabeça de corte, e que são responsáveis pela ampliação do diâmetro de escavação facilitando assim a passagem de todo o equipamento principalmente em trajetos curvilíneos.

2.5.7 Acionamento da cabeça de corte

O movimento de rotação imprimido à cabeça de corte para que esta possa realizar o desmonte do terreno é conseguido por conjunto de motores de alta potência. Ao longo dos tempos existiram vários tipos de motores, começando-se por utilizar motores elétricos do tipo convencional, mas que apenas permitiam adotar duas velocidades.

A utilização de motores hidráulicos permite um maior controlo sob a velocidade de rotação da cabeça de corte, fator de extrema importância quando se escava por exemplo em terrenos heterogêneos.

O uso de motores hidráulicos obriga às seguintes necessidades:

- Ventilação mais eficiente, uma vez que estes motores produzem mais calor quando comparados com os elétricos.
- Um maior controlo do circuito de óleo com a monitorização praticamente constante da temperatura de forma a evitar a decomposição do óleo e uma consequente insuficiência na lubrificação dos seus componentes mecânicos.

Hoje em dia, com o aparecimento dos motores elétricos com frequência variável, tem havido um aumento na sua procura para sua utilização no acionamento da cabeça, uma vez que oferece as mesmas vantagens dos motores hidráulicos causando menos problemas.

A variação de frequência dos motores elétricos da atualidade permite:

- Velocidades de rotação variáveis.
- Velocidades de rotação baixas com binário elevado.
- Alta velocidade de rotação com binário baixo.
- Temperaturas mais baixas relativamente aos motores hidráulicos.

2.5.8 Cilindros de avanço

Os cilindros de avanço encontram-se situados na retaguarda do escudo ou no bastidor de avanço instalado no poço de ataque, e são distribuídos por todo o perímetro do elemento a cravar (Figura 47). Estes cilindros estão dotados de sapatas articuladas que permitem um apoio uniforme sobre as aduelas ou tubos de betão constituintes do revestimento. A longitude do seu curso marca o ciclo de avanço, e esta está geralmente compreendida entre 1,20 m e 1,50 m. O curso dos cilindros é sempre ligeiramente maior que a largura dos segmentos em betão, os quais por regra possuem 1.0 m de longitude.

O acionamento do sistema de avanço para a extensão dos cilindros é feito através de um sistema electro-hidráulico, isto é, a partir de um grupo elétrico que aciona a central hidráulica do circuito de pressão. A pressão do óleo é distribuída pelos cilindros de avanço para sua extensão durante o tempo relativo ao ciclo de avanço, bem como para sua retração final.

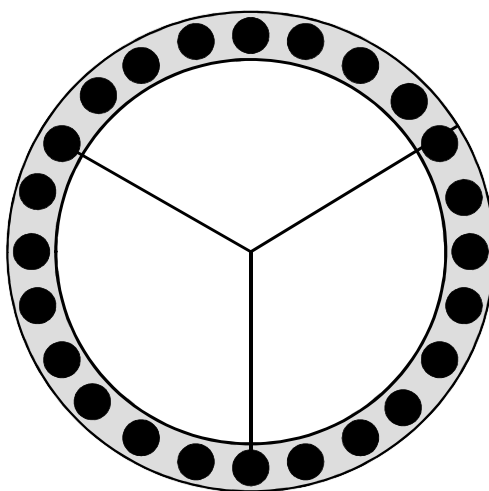


Figura 47 – Distribuição dos cilindros de avanço sobre as aduelas em betão
(www.eurohinca.com, 2011)

Por vezes, os cilindros vêm acoplados aos pares, possuindo uma sapata articulada por cada par de cilindros. Muitas vezes os cilindros são agrupados para desta forma facilitar o seu controlo por parte do operário que se encontra ao comando da tuneladora, bem como para homogeneizar o avanço global da tuneladora.

2.5.9 Sistema de instalação do revestimento

Crucial para a colocação do revestimento, o denominado elevador de aduelas é o mecanismo básico responsável pelo posicionamento das aduelas em betão na posição correta para formar um anel.

Devido ao elevado peso de carga que este deve conseguir suportar, deve-se proceder com rigor ao seu dimensionamento, de referir que o peso de um segmento pode variar entre as 6 e as 10 toneladas.

Dado que este elemento está diretamente ligado ao rendimento do escudo, estas são as principais condições que este deve assegurar:

- Rapidez e facilidade de manobra. Quanto maior for o tempo gasto na construção de um anel, maior será o tempo de paragem do escudo no seu trabalho de escavação.
- Sistema de posicionamento do elevador. Geralmente um sistema laser ou mecânico.
- Força suficiente, tanto do conjunto do mecanismo como do seu sistema de estabilização por vácuo.
- Devido ao elevado peso que este deve ser capaz de suportar deve ser um sistema robusto e que opere em perfeita segurança, já que uma pequena falha poderá dar origem a graves acidentes pondo em causa a integridade física dos funcionários afetos à construção do túnel.

2.5.10 Aduelas pre-fabricadas

O anel é um elemento tronco-cónico resultante do corte do túnel por dois planos verticais simétricos e perpendiculares ao eixo do túnel. São geralmente constituídos por peças denominadas de segmentos ou aduelas, que são pré-fabricadas em betão armado, e uma vez no seu lugar são encaixadas, e eventualmente aparafusadas, para formar o anel correspondente.

O dimensionamento e forma do anel têm que ser feito individualmente para cada projeto, isto porque a sua construção tem que ter como base as características do terreno em que esta será utilizada. No entanto existem certas condições que se mantem praticamente constantes para todos os projetos, tais como:

- Espessura das aduelas, variando entre 1 / 25 a 1 / 30 do diâmetro externo do túnel.
- O peso dos segmentos que variam de 6 a 10 toneladas.
- Os componentes para o fabrico dos segmentos/aduelas, betão H-400 com agregados de tamanho máximo de 200 mm, aço do tipo AEH-500.
- Reforço dos cantos das aduelas, parafusos de ligação, juntas de vedação e impermeabilização.

A construção do túnel com revestimento em anéis pre-fabricados também permite que este se desenvolva segundo um trajeto curvilíneo, tanto em planimetria como em altimetria, uma vez que os anéis possuem forma tronco-conica, e colocando-se os lados convergentes de forma contígua consegue-se obter um alinhamento em curva. O raio mínimo de curvatura é estabelecido pelas dimensões do cone. Para uma melhor compreensão observe-se a Figura 49 e a Figura 48.

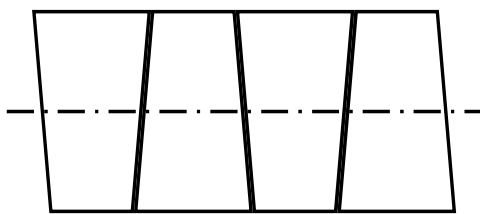


Figura 49 – Disposição de aduelas em tramos retilíneos
(www.eurohinca.com, 2011)

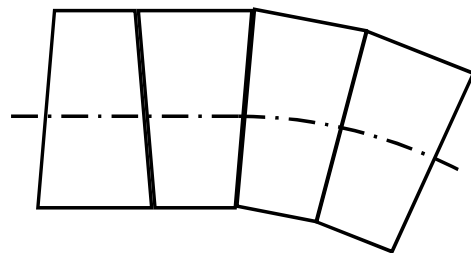


Figura 48 – Disposição de aduelas em tramos curvilíneos
(www.eurohinca.com, 2011)

Como se comprova na Figura 49 ao alterar os lados convergentes conseguem-se alinhamentos retos, caso contrário conseguem-se traçados curvilíneos.

Existem várias formas de construção de anéis. Os mais significativos e representativos são o anel convencional e o anel universal.

2.5.11 Sistema de preenchimento de sobrecavação

Para minimizar os assentamentos resultantes da sobrecavação realizada pela cabeça de corte à sua passagem é injetada argamassa através dos furos de pequeno diâmetro existentes nas

aduelas para preencher um espaço anelar que no caso de ficar livre poderia dar origem ao assentamento do terreno sobre as aduelas podendo eventualmente provocar roturas ou fissuras no túnel construído.

Existem atualmente dois métodos para preencher os espaços vazios resultantes da sobre escavação:

a) Preenchimento por injeção direta descontínua de argamassa em cada anel: Foi a primeira técnica utilizada na construção de túneis por aduelas. Cada vez que o escudo deixa um anel livre, é injetada argamassa por uns orifícios existentes nos segmentos. O processo é descontínuo, porque uma vez preenchido o espaço livre há que mudar o injetor para outro orifício noutra aduela (Figura 50).

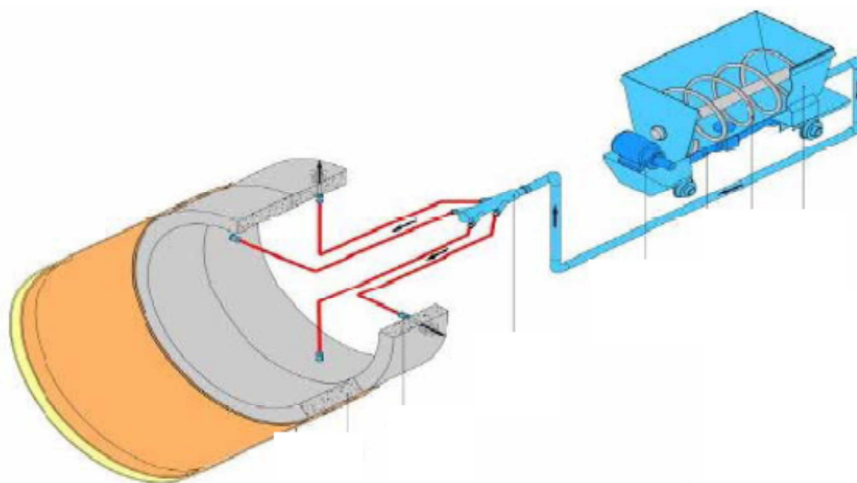


Figura 50 – Preenchimento descontínuo com argamassa através das aduelas
(www.lovat.com, 2011)

b) Preenchimento de injeção de argamassa contínua pela retaguarda da Tuneladora: Como o próprio nome indica a injeção é feita desde a parte traseira da tuneladora, uma vez que o escudo possui aberturas próprias para a injeção direta e contínua de argamassa a medida que este avança. O equipamento de injeção é geralmente constituído por bombas de duplo pistão que conseguem debitar pressões elevadas.

Graças ao enchimento por injeção contínua de argamassa consegue-se uma diminuição considerável dos assentamentos, mesmo escavando em terrenos pouco competentes (Figura 51).

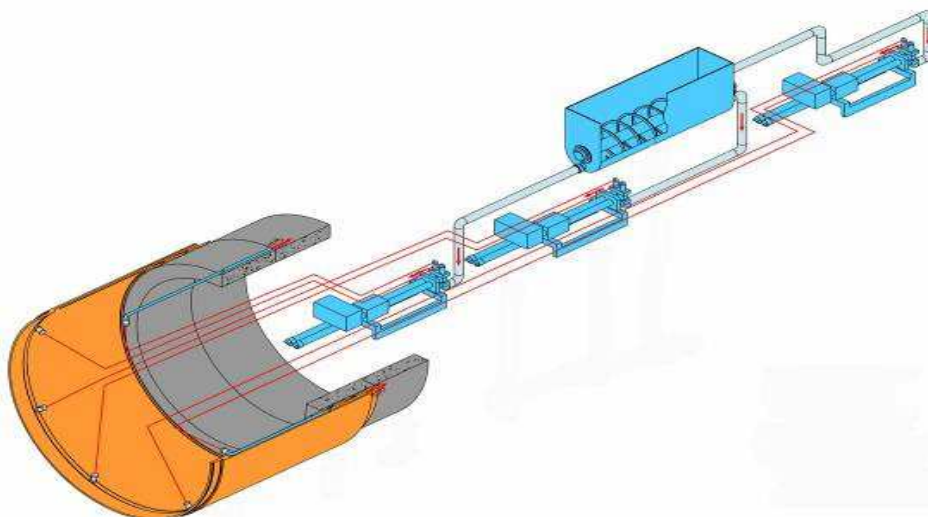


Figura 51 – Preenchimento contínuo com argamassa através do escudo
(www.lovat.com, 2011)

2.5.12 Back up

Denominado de back up ou trem auxiliar da máquina, este é constituído por um conjunto de plataformas que se arrastam sobre o próprio revestimento do túnel.

Esta estrutura ou plataforma serve de base para a colocação de:

- Transformadores e mangueiras elétricas.
- Coletores de pó constituído por uma cortina de água, que capta o pó transformando o conjunto num lodo posteriormente evacuado através de uma tubagem própria para o efeito.
- Sistema de remoção de escombros.

2.5.13 Sistema de remoção de escombros

O sistema de extração de escombros depende do tipo de escudo que se utiliza:

- Se utilizar um hidroescudo, este estará composto por uma tubagem destinada a extrair o fluido (lama bentonítica + detritos) possuindo este também outra tubagem pela reposição ou injeção de bentonites.
- No caso de não usar um hidroescudo, o método mais utilizado para a remoção de escombros é a telas transportadoras e remoção de escombros. Este sistema pode transportar material desde o

escudo até ao poço de ataque em túneis de pequeno comprimento, ou em túneis de grande extensão poderá fazer-se o transporte até ultrapassar o back up, sendo a partir de aí transportado em vagonetas sobre carris até ao poço de ataque.

Em qualquer dos dois casos acima referidos, é essencial estudar a largura das telas e a potência dos motores que as acionam, de forma a garantir uma velocidade adequada à remoção de detritos. Velocidades de tela superiores a 3 m/s devem ser evitadas, e as telas devem ser o suficientemente adaptáveis para poder conduzir os detritos nos trajetos que se desenvolvem em curva ao longo do túnel evitando o derrame do material transportado.

No caso do transporte sobre carris é indispensável um estudo pormenorizado das vagonetas, dimensionando sua capacidade, se serão abertas ou fechadas (dependendo da fluidez do material escavado), bem como a potência da locomotora, e definir se se opta por uma só via ou por via dupla.

Em relação aos restantes equipamentos e componentes constituintes do back up, é importante assinalar que a sua distribuição deve ser ordenada, para evitar perdas de tempo e consequentemente de rendimento. De referir ainda que devem ser colocados de forma a não intervirem negativamente na segurança do pessoal interveniente.

2.6 Microtunelação

A microtunelação é uma das tecnologias de perfuração usualmente utilizada na escavação de túneis com diâmetro inferior a 800 mm. Quer se recorra a máquinas tuneladoras ou microtuneladoras a sua utilização tem como objetivo proporcionar um método capaz de escavar um túnel a plena secção em vez da técnica tradicional de vala aberta (Figura 52).

Não há limite teórico para o comprimento de um túnel escavado por microtunelação, embora este acabe por ser imposto pelas considerações económicas e do próprio traçado. Os comprimentos dos traçados chegam a ultrapassar o quilómetro de distância com relativa frequência, sendo possível projetar curvas ao longo do seu traçado.

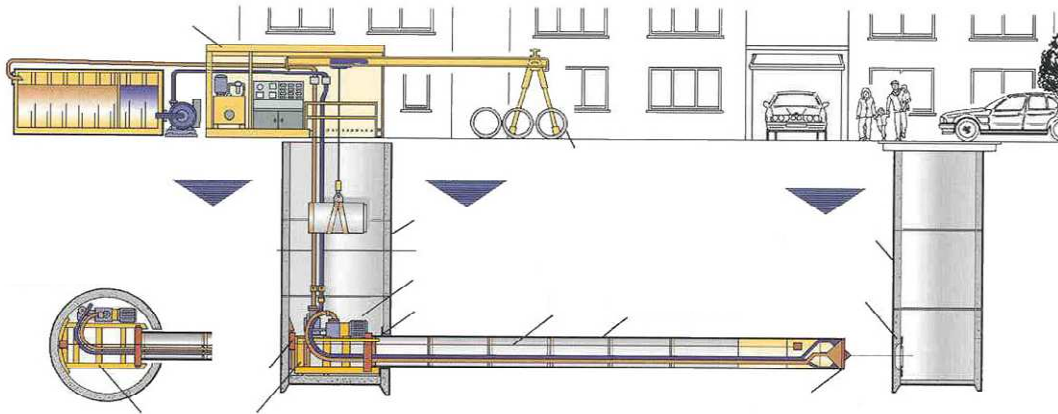


Figura 52 – Execução de um túnel por microtunelagem
(www.nodig-construction.com, 2011)

As principais vantagens da microtunelagem em comparação com sistemas convencionais são:

a) Vantagens ambientais

- Mínimo impacto à superfície e menor movimento de terras,
- Redução do impacto ambiental, custos sociais e pedidos de indenização minimizados.

b) Vantagens Técnico-Construtivas

- Risco mínimo de assentamentos ou colapso do terreno.
- Alta resistência do revestimento.
- Menor área de intervenção.
- Acabamento interno uniforme.
- Não precisa de revestimento secundário.
- Nível de manutenção muito baixo.

2.6.1 Procedimento construtivo

O processo construtivo pode ser resumido da seguinte forma:

Construção de poço de ataque cujas dimensões e método construtivo dependem das características do projeto tais como diâmetro de perfuração, características geológicas do terreno e tipo de equipamento a utilizar.

Construção de um muro de reação onde serão apoiados os cilindros hidráulicos de avanço. O muro de reação é geralmente construído dentro do poço de ataque, mas em projetos onde a profundidade do poço não seja suficientemente grande, deve-se construir uma estrutura alternativa capaz de suportar a força de reação dos cilindros. Ou seja, a construção deste muro vai depender das características do projeto (Qualidade do solo e suas propriedades). O número de cilindros hidráulicos também vai depender do tipo terreno, tamanho dos tubos, e comprimento do túnel, mas normalmente são utilizadas quatro unidades.

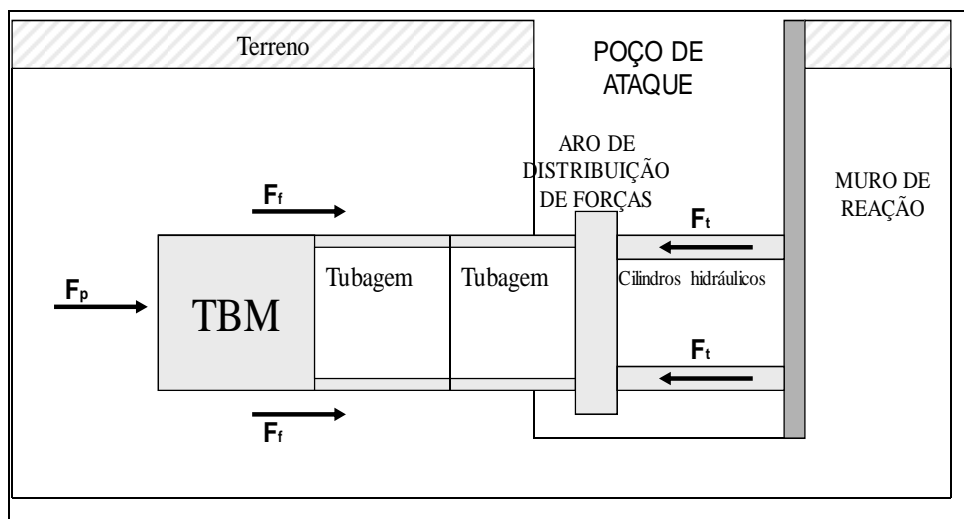
Uma vez cravada no terreno a cabeça de corte deverá existir espaço suficiente no poço de ataque para colocar o primeiro anel de revestimento (com apoio de grua) o qual será empurrado sobre o bastidor pelos cilindros hidráulicos até que fique encaixado na cabeça de corte. Este processo será repetido até se concluir todo o túnel no seu desenvolvimento.

2.6.2 Forças aplicadas à tubagem

Os esforços aplicados sobre as tubagens a instalar, devem ser avaliados nas distintas fases de utilização da tubagem: Fase de construção e fase operática das tubagens.

a) Na fase de construção

Força aplicada paralelamente ao eixo das tubagens (Figura 53): Estas forças ocorrem apenas durante a fase de construção e tem origem na força de avanço aplicada pelos cilindros no sistema. Essa força de avanço será tanto maior quanto maior for a resistência oferecida pelo terreno ao avanço da cabeça de corte e quanto maior for o atrito entre as paredes da tubagem e o terreno.



Ft - Força total de avanço, Fp - Resistência à penetração do tubo, Fi - forças de atrito existentes

Figura 53 – Forças aplicadas paralelamente ao eixo da tubagem – Fase de Construção (Eurohinca, S.L., 2010)

As forças de avanço devem ser aplicadas axialmente à tubagem para evitar excentricidades que pudessem causar esforços superiores aos recomendados pelo fabricante da tubagem. Para tal é utilizado um aro metálico de distribuição de forças para que a força de avanço seja uniformemente distribuída pelo perímetro da tubagem. Tal como a maioria dos outros elementos, será construído um aro específico para cada obra ou para cada diâmetro.

Forças aplicadas perpendicularmente ao eixo da tubagem: As forças aplicadas perpendicularmente ao eixo da tubagem tem origem em: cargas do próprio solo, as cargas devido a construções à superfície, cargas devido ao tráfego automóvel/ferroviário, cargas devido à pressão da água, cargas devido ao próprio peso dos tubos, etc.

b) Durante a fase operacional dos tubos

São forças perpendiculares ao eixo do tubo cuja origem foi mencionada no anterior parágrafo.

Mas nesta fase também convém referir as forças existentes devido à fadiga das tubagens, devendo estas ser avaliadas principalmente se as tubagens forem instaladas sob vias férreas, autoestradas e aeroportos, onde os valores das cargas podem atingir valores bastante elevados.

2.6.3 Elementos constituintes de uma Microtuneladora

Tal como acontece com as máquinas tuneladoras, estes equipamentos são constituídos, além da ferramenta de desmonte propriamente dita, por uma série de equipamentos acessórios que operando em conjunto garantem o bom funcionamento da máquina de perfuração. Os elementos constituintes de uma microtuneladora são:

2.6.3.1 Contentor de Controlo

- Centro inteligente de controlo e orientação,
- Grupo distribuidor de energia,
- Grupo compressor de ar.

Nesta secção estão alojados os quadros elétricos e de automatismo, assim como o painel de controlo da cabeça perfurante (Figura 54).

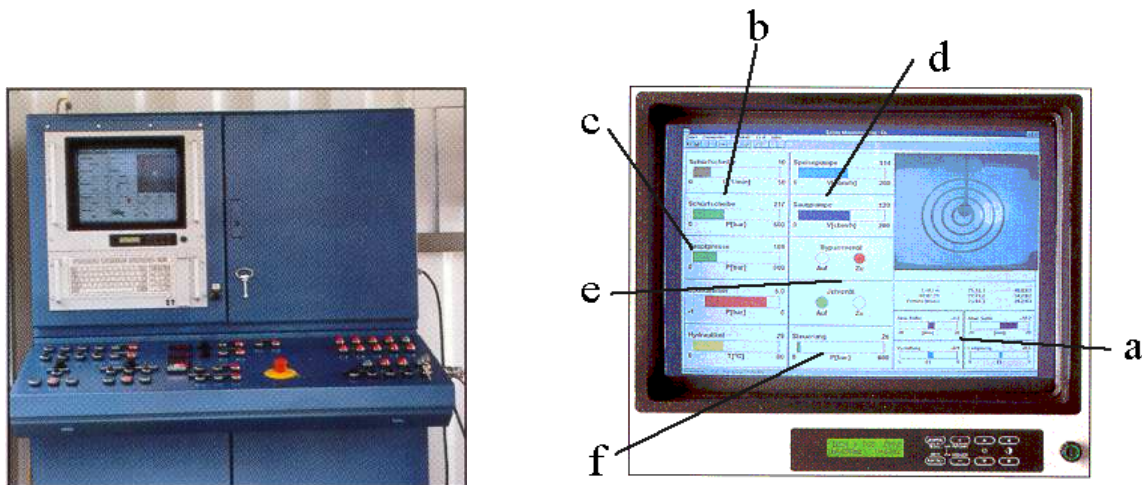


Figura 54 – Painel de controlo
(www.eurohinca.com, 2011)

O painel de controlo fornece todos os dados necessários para o comando da microtuneladora com vista à perfeita execução dos trabalhos, da forma que se discrimina:

a - Situação dos cilindros hidráulicos em função da direção da cabeça (eixo vertical e horizontal). Em função das aberturas destes cilindros obtêm-se o controle da cabeça de corte.

A referência que aparece no ecrã fica determinada em dois planos (círculo branco e círculo preto), indicando o primeiro a situação real na zona de corte (desvio vertical e horizontal) e o segundo o posicionamento da cabeça (correção de cravação).

Este conjunto é complementado com informações genéricas de orientação (posição dos cilindros de direção, desvios horizontais e verticais em milímetros, inclinação e torção).

b - Corresponde à informação da cabeça de corte, fornecendo os valores de pressão (bar) e as r.p.m. de velocidade de corte. Esta informação reflete o tipo de terreno que se está a perfurar.

c - Reflete a tonelagem de avanço da tubagem de cravação durante a progressão. Corresponde à força necessária para empurrar toda a coluna perfurante vencendo o atrito existente.

d - Módulo correspondente ao caudalímetro das bombas para a extração dos produtos escavados.

e - By-pass, controla os fluxos de água ou bentonites durante o corte.

f - Indica a pressão de óleo hidráulico na tuneladora.

2.6.3.2 Contentor de Potência

- Grupo hidráulico.
- Electroválvulas e distribuidores.
- Depósito de óleo hidráulico.
- Filtragem e insonorização.

Por esta secção passam todas as tubagens próprias da microtuneladora (hidráulicas e elétricas), que fornecerão à microtuneladora toda a potência necessária para o processo de perfuração.

2.6.3.3 Contentor de Decantação

Com uma capacidade média 35 m³ recebe os produtos procedentes da frente de escavação. À medida que o material escavado vai chegando ao contentor, e como é mais pesado que a água, vai-se depositando no fundo de modo a que haja sempre água limpa à superfície para poder ser reutilizada. A separação que o contentor possui facilita a decantação do material (Figura 55).

Quando devido à natureza dos terrenos, a percentagem de finos impede uma rápida decantação, é complementado com um conjunto de cones separadores.

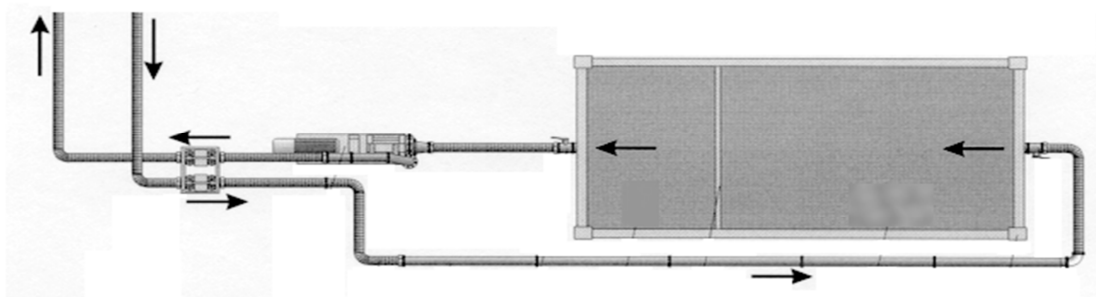


Figura 55 – Contentor de decantação
(Eurohinca, S.L., 2010)

2.6.3.4 Equipamento Compacto de Avanço

O laser instalado no poço serve como elemento essencial na monitorização dos desvios durante a perfuração, a sua projecção num alvo instalado na máquina de perfuração permite obter informação em tempo real dos desvios e suas tendências (Figura 56).



Figura 56 – Equipamento de avanço
(www.microtunneling.com, 2012)

A junta estanque instalada com o auxílio de espuma isolante, impede a entrada de água no poço de trabalho.

A empresa Hidrossolo, S.A. ao longo de duas décadas de trabalho, dedicado à construção de tuneis subterrâneos e conta no seu curriculum com diversas obras executadas recorrendo a diversas tecnologias de perfuração e a uma variedade de diâmetros que, de forma geral, podem ir desde os 250 mm até aos 3500 mm. Um desses casos de obra será relatado no próximo capítulo de este trabalho, perimindo que após a sua análise se possam retirar algumas conclusões acerca do comportamento de este tipo de equipamentos aplicados em casos reais de obra.

3 Caso de Obra - Execução da Estação Elevatória de Vila do Conde e dos Sistemas Elevatórios da Aguçadoura e da Apúlia.

Travessia do Rio Ave

3.1 Enquadramento da Obra

A referida empreitada foi lançada a concurso pela empresa Águas do Ave, S.A. sendo posteriormente adjudicada à empresa Rodrigues & Camacho Construções, S.A. (Empreiteiro Geral) com o objetivo de estabelecer a ligação da rede de saneamento da cidade de Vila do Conde à ETAR do Ave que se encontrava em fase de construção. O prolongamento da rede de saneamento até à ETAR foi dimensionado tendo em conta o caudal máximo a escoar pelos coletores, dimensionando-se a tubagem de saneamento a instalar em cada troço com base no caudal a transportar e na inclinação prevista.

Por sua vez, a ETAR em construção na margem sul do Rio foi projetada para receber os esgotos domésticos provenientes de ambas as margens, para tal, o caderno de encargos da empreitada previa a execução de uma travessia sob o Rio Ave em vala aberta cuja construção obrigava ao desvio provisório do Rio, instalando-se posteriormente uma conduta de saneamento cujo diâmetro permitisse o livre escoamento de todo o caudal recebido da margem Norte, conduzindo-o até à ETAR. Pela avaliação do caudal a escoar, definiu-se que a conduta de saneamento a instalar sob o leito do Rio Ave deveria possuir um diâmetro interno mínimo igual 1000 mm.

Após o início efetivo da empreitada e à medida que avançavam os trabalhos de abertura de vala, o empreiteiro geral da obra, considerando os efeitos ambientais negativos associados ao desvio da referida linha de água, às dificuldades associadas à execução da travessia sob o Rio em vala aberta numa zona onde os terrenos existentes possuem fracas características geotécnicas e onde a elevada presença de água dificultaria em grande escala a execução dos trabalhos de contenção necessários à sua construção, entendeu consultar uma empresa especializada em trabalhos de escavações subterrâneas mecanizadas, mais propriamente a Hidrossolo, S.A. (Subempreiteiro), no sentido de que lhe fosse apresentada uma alternativa construtiva para o atravessamento do Rio Ave e posterior instalação do referido coletor de saneamento com inclinação constante de 0.5 % ao longo de todo o seu traçado.

A empresa Hidrossolo, S.A. decidiu realizar um estudo preliminar ao local da travessia de forma a avaliar e aferir as condições existentes no local, principalmente no que diz respeito aos terrenos existentes à superfície, cotas de escavação previstas e condições de acessibilidade para futuro transporte de máquinas e materiais em caso de adjudicação. Não se tendo revelado suficiente o estudo preliminar anteriormente referido e suspeitando da presença de terrenos aluvionares no leito do Rio, solicitou-se ao empreiteiro a execução de uma campanha de sondagens para melhor

aferir os tipos de maciços existentes e a partir dos resultados das sondagens traçar o respetivo perfil geológico geotécnico associado à travessia do Rio Ave. Caso as sondagens executadas revelassem a existência de terreno rochoso, estas deveriam vir acompanhadas do respetivo resultado do ensaio de resistência à compressão simples e de um ensaio de abrasividade Cerchar, ambos executados sobre uma amostra de rocha recolhida das sondagens.

A análise dos elementos enviados relativos à execução das sondagens geotécnicas bem como dos desenhos de pormenor relativos à travessia revelaram a presença de terrenos aluvionares instáveis e rocha compacta. A empresa Hidrossolo em conjunto com a empresa Eurohinca, S.L., definiram, dentro das várias tecnologias de escavação com que trabalham, a mais adequada à realização de esta obra, bem como do tipo de equipamento e ferramenta de corte a utilizar tendo em conta vários parâmetros, como por exemplo o resultado obtido das sondagens e ensaios geotécnicos realizados, o comprimento total a perfurar, condições hidrogeológicas do local, etc. Dentro das várias tecnologias de escavação implementadas pela Hidrossolo/Eurohinca, nomeadamente: Thrust Auger Boring (TAB), Horizontal Directional Drilling (HDD) e Microtunelação entre outras tecnologias de pequeno diâmetro, optou-se por executar este trabalho recorrendo à microtunelação já que esta, relativamente à tecnologia TAB, possui a capacidade de trabalhar em terrenos instáveis com presença de água, contando com equipamentos de desmonte estanques que possuem um sistema que impede a entrada descontrolada de material para o interior da tubagem, fenómeno que muito provavelmente aconteceria com a implementação da tecnologia TAB nesta obra.

Por sua vez, a execução de travessias por HDD não garante inclinações constantes inferiores a 1.0 %, muito menos em terrenos com características aluvionares. Esta tecnologia recorre a execução de um furo guia com cerca de 3.5 polegadas de diâmetro o qual, após concluído, sofrerá sucessivos alargamentos até atingir o diâmetro necessário à instalação da conduta. É normal que a inclinação estabelecida para execução do furo guia sofra ligeiras oscilações ao longo da sua execução, as quais são praticamente impercetíveis em perfurações com inclinação superior a 1.0 %, mas que em traçados com inclinação inferior a esse valor, essas mesmas oscilações são acentuadas a cada passagem do “reamer” de alargamento, podendo dar-se o caso de concluir a travessia com troços perfeitamente horizontais ou até com inclinação invertida, que obviamente se farão refletir na inclinação final da conduta.

Uma vez que a microtunelagem conta com diversos tipos de ferramentas de escudo aberto e fechado possuindo todas elas um sistema de orientação planimétrica e altimétrica dirigida a laser, caso se verificarem os fenômenos de sifonamento e/ou variação da inclinação prevista anteriormente mencionados, serão insignificantes. O único inconveniente associado a esta tecnologia quando comparada com as anteriormente mencionadas, são os custos que se encontram a ela associados.

O projeto inicial que previa a abertura de vala foi então abandonado, optando-se pela solução alternativa proposta pela Hidrossolo a qual previa a execução de este trabalho através da utilização de uma máquina tuneladora de escudo fechado, mais propriamente um Hidroescudo, cujo método construtivo se adapta à escavação de terrenos instáveis com presença de água evitando o sifonamento do material escavado para o interior da tubagem, fenômeno que certamente ocorreria caso se utilizasse uma máquina de escudo aberto. Por sua vez, e para além de trabalhar na zona aluvionar, este equipamento pode ser equipado com um conjunto de discos de corte capazes de promover a escavação de rocha compacta cuja ocorrência se encontrava prevista na campanha de sondagens executada.

Tendo em conta a futura instalação da conduta de saneamento em polipropileno DN 1000 mm, propôs-se que a travessia fosse executada no DN 1200 mm com instalação simultânea de tubagem de revestimento em betão no mesmo diâmetro, a qual servirá como tubagem de encamisamento à conduta em polipropileno DN 1000 mm. Embora os tubos em betão utilizados como revestimento do túnel oferecessem a garantia total de impermeabilidade, podendo ser utilizados como conduta principal, por exigência do Dono de Obra e de forma a facilitar a ligação por soldadura à tubagem instalada a montante e a jusante do Rio, optou-se por utilizar a conduta em polipropileno DN 1000 mm como coletor final.

Para execução desta travessia foi solicitado ao empreiteiro geral a construção de um poço de ataque na margem Sul do Rio e do respetivo poço de saída localizado na margem oposta.

Como se pode verificar na Figura 57 a alteração ao projeto inicial estabelece a instalação da conduta de saneamento em vala aberta nos locais a montante e a jusante do Rio Ave, sendo a travessia da referida linha de água executada por microtunelagem.

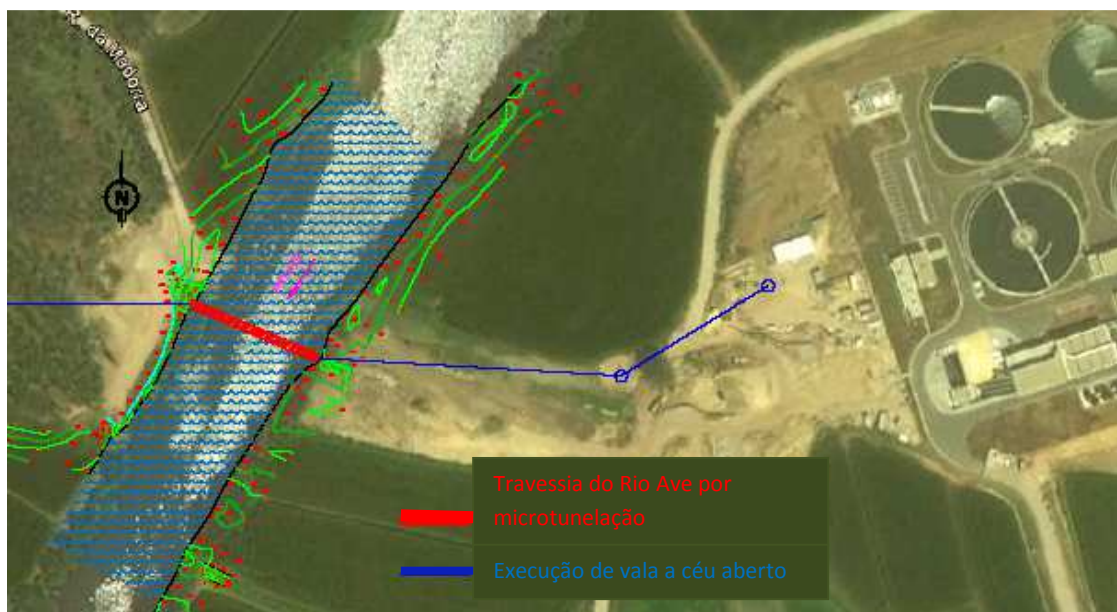


Figura 57 – Traçado previsto para a travessia do Rio Ave
(Google Earth 2011)

3.2 Enquadramento Geológico-geotécnico da zona a intervir

O local em estudo situa-se próximo das freguesias de Touguinha e Tougues, nos arredores de Vila do Conde. A pedido do empreiteiro geral a empresa de estudos geotécnicos GEOMA – Geotecnia e Mecânica dos Solos, Lda. realizou uma sondagem geotécnica para avaliação dos terrenos existentes no local com vista à execução da travessia sob o leito do Rio Ave na zona de Touguinha - Vila do Conde. Aproveitando a campanha de sondagens executada pela empresa Hidroprojeto em 2008 para avaliação dos maciços existentes no local no âmbito de uma outra empreitada, o empreiteiro achou não haver necessidade de executar qualquer sondagem junto à margem sul do Rio uma vez que a informação pretendida já se encontrava disponível. Na Figura 58 pode observar-se o local de execução das sondagens executadas encontrando-se seus log's no Anexo n.º 1 de este documento.

Os trabalhos de prospeção executados em ambiente terroso avançaram à rotação aplicando-se tubos de revestimento provisório. Em terreno rochoso a furação progrediu também à rotação mas utilizando carotadores do tipo T2 com 86 mm e de parede dupla, permitindo a amostragem contínua dos materiais intercetados. Um resumo das sondagens efetuadas apresenta-se na Tabela 3.



Figura 58 – Planta de localização das sondagens executadas
(Google Earth 2011)

Sondagem	Perfuração (m)			Ensaios SPT	Nível Freático
	Terrenos Brandos (Aluvião)	Rocha Sã (Granito)	Total		
S1	1	9.6	10.6	2	4.0
S2	9.5	1.0	10.5	6	N.D.

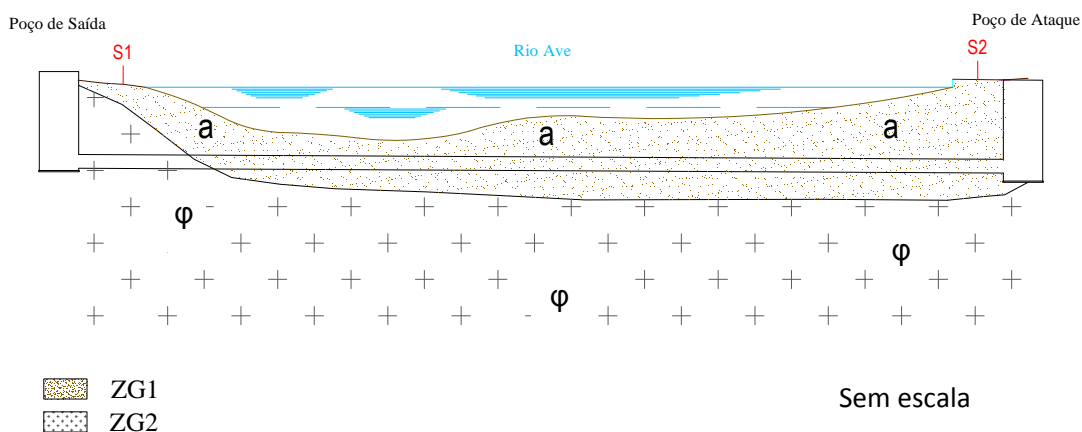
Tabela 3 – Resumo das Sondagens Realizadas

Para melhor avaliar as características dos terrenos sondados, foram realizados ensaios de caracterização de solos sobre amostras recolhidas na sondagem S2, e ensaios de compressão uniaxial sobre amostras de rocha recolhidas da sondagem S1. A pedido da Hidrossolo/Eurohinca foi ainda realizado um ensaio de abrasividade Cerchar sobre uma amostra de rocha recolhida de S1.

A correlação dos resultados da prospeção realizada permitiu a divisão da região estudada segundo as características geotécnicas das distintas formações intercetadas, estabelecendo-se dois horizontes distintos.

Segundo a sondagem S2 foi reconhecida a presença de uma camada de aluviões areno-siltosos com cerca de 9,5m de espessura, detendo comportamento geotécnico globalmente muito deficiente. Os aluviões recobrem o substrato atribuível ao maciço granítico, com solo de alteração predominantemente arenoso e com características favoráveis para a prática de fundações. O nível de água está associado ao regime hidrológico do Rio Ave, ocorrendo no topo do depósito aluvionar.

Os vários níveis geotécnicos estabelecidos (Figura 59) traduzem a ocorrência de horizontes de aluviões arenosos não plásticos a pouco plásticos e de espessura irregular (ZG1) que se desenvolvem até profundidades globalmente compreendidas entre 9 m e 10,5 m, caracterizadas por valores mais comuns de SPT situados entre 3 e 16 pancadas e correspondendo a solos muito soltos a medianamente compactos. Esta formação encontra-se sobrejacente a horizonte de saibros graníticos (ZG2), com melhores características geotécnicas, pois de acordo com os valores de SPT é já uma formação muito compacta.



a – Terreno Aluvionar, ϕ – Saibro granítico
Figura 59 – Esboço do perfil geológico geotécnico

A Tabela 4 apresenta as características das zonas geotécnicas estabelecidas a partir da informação obtida pela execução das sondagens S1 e S2 executadas.

Zona Geotécnica	Unidade geológica	Classe de solos (HRB/Unificada)	SPT	φ'	E (MPa)
ZG1	a	A-2-4 SM	3-16	30º	15
ZG2	φ	-	16-60	41º	>40

a - Aluviões areno-siltosas, φ - Saibros graníticos, **SPT** – resultados mais representativos do ensaio SPT (nº de pancadas para obter um abaixamento de 30cm), φ' - Ângulo de atrito interno em termos de tensões efetivas, E – Módulo Edométrico (MPa)

Tabela 4 – Zonamento Geotécnico

De referir ainda que o ensaio de resistência à compressão simples realizado sobre amostra de rocha recolhida da sondagem S1 teve como resultado o valor de 45.7 MPa, tal como se pode verificar no Anexo n.º 1 deste documento.

Da execução do ensaio de abrasividade Cerchar levado acabo por uma empresa especializada, a CEPASA, S.A., obtiveram-se os resultados apresentados na Tabela 5.

N.º DA AMOSTRA	ENSAIO N.º	Ain	AIN Médio
S-1 / 5.80-6.00	1	1.9	1.9
	2	1.9	

Tabela 5 – Resultado do ensaio Cerchar executado sobre amostra de rocha

Este ensaio baseou-se na utilização de uma ponteira metálica de dimensões/material de construção específicos a qual se aplica com uma carga de 70 N sobre a superfície da amostra de rocha recolhida, sendo posteriormente executado um risco de 10 mm de extensão sobre a amostra, verificando-se posteriormente o desgaste sofrido pela ponta metálica. O resultado do ensaio é expresso sob o índice CAI (Ain) que corresponde á medida do diâmetro da área da ponteira metálica (em décimos de milímetros) oriunda do desgaste.

Com base na Tabela 6 que a seguir se apresenta podemos concluir que no local de execução da sondagem S1 o material rochoso existente pode ser classificado como abrasivo.

Índice de Abrasividade (AIN)	Grau de abrasividade
0,0 – 0,3	Não abrasivo
0,3 – 0,5	Ligeiramente abrasivo
0,5 – 1,0	Medianamente abrasivo
1,0 – 2,0	Abrasivo
2,0 – 4,0	Muito abrasivo
4,0 – 6,0	Extremamente abrasivo

Tabela 6 – Graus de abrasividade de referência
(Thuro, et al., 2007)

3.3 Trabalhos preparatórios e meios envolvidos

3.3.1 Poço de Ataque

A presença de terrenos aluvionares no local previsto para a construção do poço de ataque obrigou a que a empresa responsável pela sua construção, o empreiteiro geral da obra, dimensionasse a contenção dos terrenos através da construção de uma cortina de estacas secantes com diâmetro 600 mm e afastadas de 500 mm, intercalando-se estacas armadas com estacas de betão simples. As dimensões em planta do poço de ataque foram de 7.0 m de comprimento por 4.0 m de largura e com profundidade de 8.25 m conforme desenhos de pormenor em presentes no Anexo n.º 2 deste documento.

Numa primeira fase foram executadas as estacas não armadas com betão de fraca resistência, sendo logo a seguir executadas de modo intercalado com as primeiras as estacas armadas (Figura 60).



Figura 60 – Fase de execução de estacas
(Rodrigues & Camacho Construções, S.A., 2009)

Finalizando a execução das estacas foi construída uma viga de coroamento em betão armado que deu solidez às cabeças das estacas (Figura 61).



Figura 61 – Vista parcial da viga de coroamento
(Rodrigues & Camacho Construções, S.A., 2009)

À realização de estes trabalhos foi atribuída a seguinte carga de equipamento/mão-de-obra (Tabela 7).

Equipamento	1 Máquina de Estacas 1 Retroescavadora 1 Camião
Funcionários	1 Operador da máquina de estacas 1 Manobrador 1 Condutor 1 Ferrageiro 2 Servente 1 Serralheiro

Tabela 7 – Carga de Equipamento/mao-de-obra – Poço de Ataque

3.3.2 Escavação

Após a conclusão dos trabalhos anteriormente descritos iniciou-se a escavação do terreno existente no interior do poço de ataque com auxílio de uma máquina giratória.

Esta escavação foi executada de forma faseada para permitir a montagem dos níveis de escoramento necessários. Assim, após a escavação do primeiro nível de escoramento interrompeu-se a escavação até se encontrarem inseridos os perfis metálicos de escoramento. De modo a impermeabilizar o poço de ataque tornou-se necessário executar uma laje de fundo em betão simples.

À realização de estes trabalhos foi atribuída a seguinte carga de equipamento e mão-de-obra (Tabela 8).

Equipamento	1 Escavadora Giratória 1 Camião
Funcionários	1 Manobrador 1 Condutor 1 Ferrageiro 2 Servente 1 Carpinteiro

Tabela 8 – Carga de Equipamento/mao-de-obra – Escavação

3.3.3 Execução do muro de reação e do muro frontal

Na parede posterior do poço de ataque foi construído um muro de reação em betão com cerca de 2.0 metros de altura por 0.30 m de espessura, com malha de aço dupla de 12 mm e com afastamento de 15 cm.

Foi também executado um muro em betão simples com 0,20 m de espessura na parede frontal do poço, cujo objetivo é garantir a existência de uma superfície perfeitamente plana e perpendicular ao eixo de escavação minimizando-se assim os eventuais desvios que possam ocorrer durante a fase de emboquilhamento da tuneladora no terreno.

3.3.4 Construção do Poço de Saída

Na construção do poço de saída não se verificou a necessidade de executar qualquer tipo de contenção, uma vez que as sondagens revelaram a existência no local de terrenos rochosos e compactos. De referir que este foi construído na sequência da conclusão do poço de ataque.

O poço de saída foi executado na margem Norte do Rio com as dimensões em planta de 2.0 m x 2.0 m. Uma vez que a Câmara Municipal de Vila do Conde não emitiu a declaração para obtenção da licença de uso de explosivos o trabalho foi executado com recurso a máquina giratória e martelo.

3.3.5 Montagem do Estaleiro de Obra

A montagem do estaleiro e o posicionamento dos materiais e equipamentos de apoio à perfuração foram distribuídos numa área aproximada de 500 m² tal como se apresenta na Figura 62 e no Anexo n.º 2 de este documento.



Rio Ave

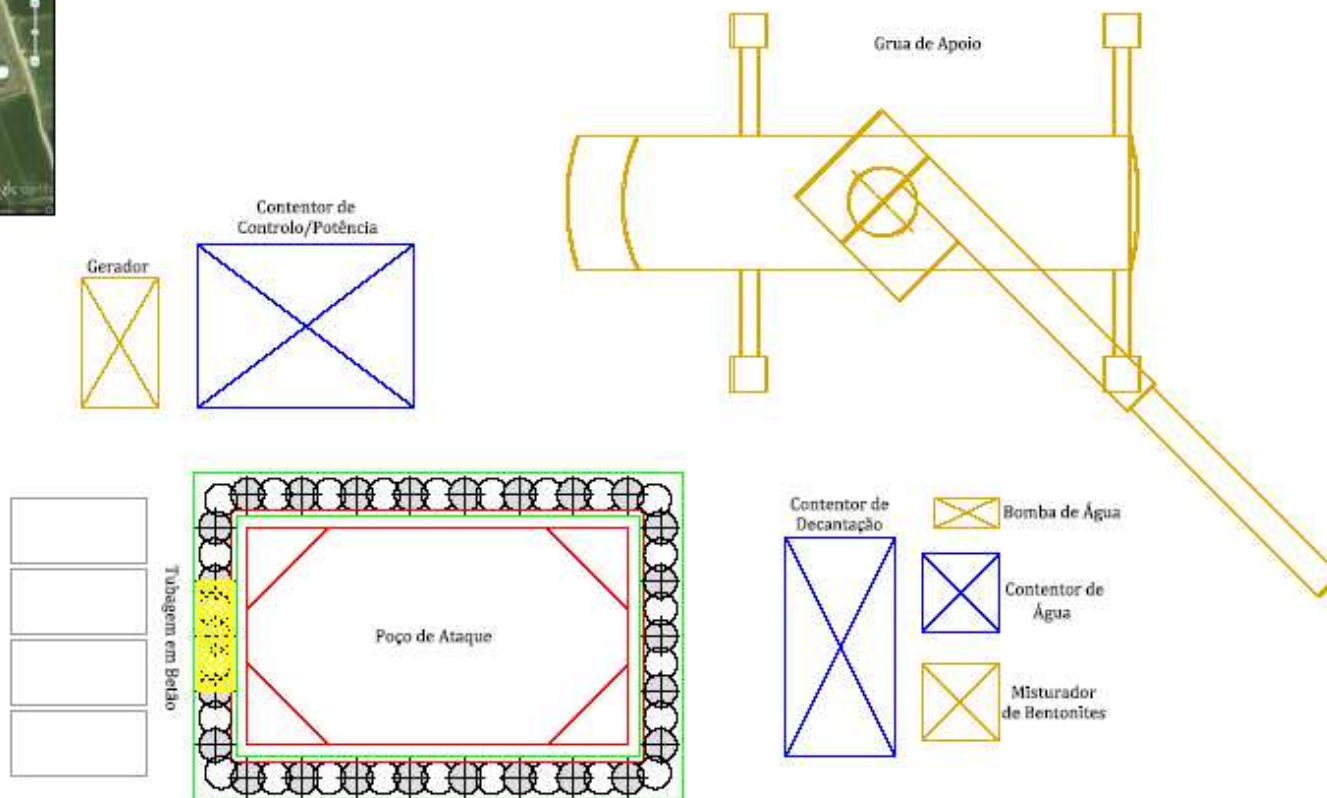


Figura 62 – Planta do estaleiro

3.4 Características da tuneladora utilizada

A Tabela 9 apresenta as principais características deste equipamento e na Figura 63 pode-se apreciar uma imagem do equipamento utilizado.

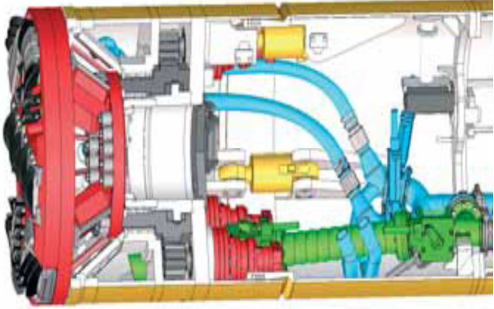
Características Técnicas Gerais - Tuneladora AVN 1200 C		
	Diâmetro Exterior (mm)	1510
	Comprimento (mm)	3114
	Diâmetro interno/externo da tubagem em betão (mm)	1200/1490
	Binário máximo (kNm)	258
	Rotações por minuto (min/max)	0/6.7
	Cilindros Hidráulicos para direcionamento (un)	3
	Força disponível por cilindro hidráulico de direcionamento (kN)	752
	Acesso às ferramentas de corte	Sim
	Peso Total (kg)	10.100

Tabela 9 – Características Técnicas da microtuneladora AVN 1200 C
(www.herrenknecht.com, 2011)



Figura 63 – Tuneladora AVN 1200 C
(Eurohınca, S.L., 2009)

Capaz de executar trabalhos em terrenos pouco consistentes, mistos ou mesmo em rocha compacta, esta máquina tuneladora pode ser munida com distintos tipos de ferramentas de corte.

No processo de desmonte de terrenos coesivos (onde a maior parte das ferramentas de corte, a atuar por si só na frente de escavação, teria imensas dificuldades em desmontar e remover o material) esta máquina conta com um sistema de injeção de água pressurizada, que em conjunto com o movimento rotativo da cabeça de corte promove a desagregação e retirada do material da frente de trabalho de forma eficaz.

Na obra em apreço e para além do sistema de injeção de água a alta pressão na frente de trabalho para desmonte de terrenos brandos, a tuneladora foi equipada com um conjunto de sete discos de corte com 11" (279.4 mm) de diâmetro, dimensionados para desmontar terrenos rochosos que possuam um valor de resistência à compressão simples até 270 MPa.

3.5 Características da tubagem em betão DN 1200 mm própria para cravar

A tubagem em betão com alma de aço própria para cravar utilizada na perfuração é fabricada de forma a garantir a perfeita impermeabilidade das juntas bem como de todo o sistema instalado. Para tal, as extremidades de cada tubo (uma fêmea e outra macho em betão) encontram-se dimensionadas para estabelecerem um encaixe preciso, facilitando a união entre os tubos e garantindo a sua impermeabilidade (Figura 64). Cada tubo é fabricado com um conjunto de 3 furos de injeção de diâmetro 1" distribuídos com afastamento de 120º.

Tabela 10 apresenta as principais características da tubagem em betão utilizada:

Diâmetros da tubagem (mm)		Espessura (mm)	Comprimento Útil (mm)	Peso (kg)
Ø Interior	Ø Exterior			
1200	1490	150	2375	3700

Tabela 10 – Características da tubagem DN 1200 mm em betão
(Tubos Fabrega, S.L., 2009)



Figura 64 – Tubagem em betão própria para cravação
(Tubos Fabrega, 2009)

3.6 Características do bastidor de avanço

O Bastidor de avanço é o elemento responsável pelo avanço do sistema tuneladora/tubagem ao longo de toda a perfuração, através da força aplicada pelos cilindros hidráulicos de avanço ao sistema. O princípio de funcionamento de este equipamento é simples e consiste na distribuição da força de avanço total aplicada sobre os 4 cilindros hidráulicos que por sua vez irão distribuir essa mesma força sobre um aro metálico o qual se encarregará de a transmitir à tubagem distribuindo-a por todo o seu perímetro (Figura 65).



Figura 65 – Bastidor AVN 1200 C
(Eurohinca, S.L., 2009)

As características do bastidor de avanço da microtuneladora AVN 1200 C são apresentadas na Tabela 11.

Bastidor de Avanço – AVN 1200 C	
Dimensões C x L x A (m)	4.2 x 3.0 x 2.2
Peso Aprox. (ton)	17,5
Pontos de suspensão (un)	4
Número de cilindros de avanço (un)	4
Comprimento dos cilindros de avanço (mm)	3000
Passo efetivo dos cilindros de avanço (mm)	1110
Pressão máxima por cilindro (bar)	500
Força máxima por cilindro (ton)	127
Força total dos cilindros (ton)	508

Tabela 11 – Características do bastidor de avanço da AVN 1200 C
(Eurohinca, S.L., 2009)

3.7 Descrição do desenvolvimento dos trabalhos

Tendo dado por concluídos todos os trabalhos preparatórios da responsabilidade do empreiteiro Rodrigues & Camacho Construções, S.A., as empresas HIDROSSOLO – Hidráulica de Subsolo, S.A. e EUROHINCA – Europea de Hincas Teledirigidas, S.A., deram início aos trabalhos de perfuração propriamente ditos, começando por retirar toda a água acumulada no fundo do poço de ataque por força do nível freático através da sua bombagem até à superfície. Nesse processo inicial de bombagem foram utilizadas duas bombas de grande capacidade, não dispensando alguns equipamentos de bombagem auxiliares colocados em obra a título preventivo, que poderiam vir a ser utilizados no caso de se verificar alguma avaria no equipamento principal de bombagem.

Seguidamente e com o apoio de uma grua com capacidade de 70 toneladas (Figura 66), disponibilizada pelo empreiteiro, procedeu-se à montagem e alinhamento do bastidor de avanço no fundo do poço e ao transporte da microtuneladora desde a superfície até ao bastidor.



Figura 66 – Grua utilizada em obra
(RCC, S.A. 2009)

Todas as ligações do sistema elétrico, hidráulico e de bentonites foram estabelecidas, bem como a confirmação final do alinhamento do equipamento segundo o traçado previsto para esta perfuração segundo planta e perfil constituintes do anexo 2.

À superfície encontra-se o contentor de controlo que, como se mostra na Figura 61, é colocado estrategicamente junto ao poço de ataque para que o campo visual do operador abranja toda a área relativa ao fundo do poço construído. É nesse contentor que o operador ira controlar todo o equipamento.

O sistema de alinhamento da máquina desenvolvido exclusivamente para microtuneladoras do tipo AVN da Herrenknecht é também conferido. Este sistema tem como princípio de funcionamento a utilização de um aparelho laser (emissor) devidamente calibrado e que é alinhado na horizontal e na vertical com base em dados do projeto. O feixe de luz emitido pelo aparelho emissor é apontado para um alvo hermeticamente selado existente na cabeça de corte (recetor). Este sistema permite aferir em tempo real a exata posição da cabeça de corte durante toda a perfuração.

Station 0.26 m 11K JULIO AVG-1900 Wärmungen

Zeta 1 35 m
Zeta 2 10 m

Tafel ZETAFAEL

Y-axis: 40, 20, 0, -20, -40, -60, -80, -100, -120, -140, -160, -180, -200, -220, -240, -260, -280, -300, -320, -340, -360, -380, -400, -420, -440, -460, -480, -500, -520, -540, -560, -580, -600, -620, -640, -660, -680, -700, -720, -740, -760, -780, -800, -820, -840, -860, -880, -900, -920, -940, -960, -980, -1000, -1020, -1040, -1060, -1080, -1100, -1120, -1140, -1160, -1180, -1200, -1220, -1240, -1260, -1280, -1300, -1320, -1340, -1360, -1380, -1400, -1420, -1440, -1460, -1480, -1500, -1520, -1540, -1560, -1580, -1600, -1620, -1640, -1660, -1680, -1700, -1720, -1740, -1760, -1780, -1800, -1820, -1840, -1860, -1880, -1900, -1920, -1940, -1960, -1980, -2000, -2020, -2040, -2060, -2080, -2100, -2120, -2140, -2160, -2180, -2200, -2220, -2240, -2260, -2280, -2300, -2320, -2340, -2360, -2380, -2400, -2420, -2440, -2460, -2480, -2500, -2520, -2540, -2560, -2580, -2600, -2620, -2640, -2660, -2680, -2700, -2720, -2740, -2760, -2780, -2800, -2820, -2840, -2860, -2880, -2900, -2920, -2940, -2960, -2980, -3000, -3020, -3040, -3060, -3080, -3100, -3120, -3140, -3160, -3180, -3200, -3220, -3240, -3260, -3280, -3300, -3320, -3340, -3360, -3380, -3400, -3420, -3440, -3460, -3480, -3500, -3520, -3540, -3560, -3580, -3600, -3620, -3640, -3660, -3680, -3700, -3720, -3740, -3760, -3780, -3800, -3820, -3840, -3860, -3880, -3900, -3920, -3940, -3960, -3980, -4000, -4020, -4040, -4060, -4080, -4100, -4120, -4140, -4160, -4180, -4200, -4220, -4240, -4260, -4280, -4300, -4320, -4340, -4360, -4380, -4400, -4420, -4440, -4460, -4480, -4500, -4520, -4540, -4560, -4580, -4600, -4620, -4640, -4660, -4680, -4700, -4720, -4740, -4760, -4780, -4800, -4820, -4840, -4860, -4880, -4900, -4920, -4940, -4960, -4980, -5000, -5020, -5040, -5060, -5080, -5100, -5120, -5140, -5160, -5180, -5200, -5220, -5240, -5260, -5280, -5300, -5320, -5340, -5360, -5380, -5400, -5420, -5440, -5460, -5480, -5500, -5520, -5540, -5560, -5580, -5600, -5620, -5640, -5660, -5680, -5700, -5720, -5740, -5760, -5780, -5800, -5820, -5840, -5860, -5880, -5900, -5920, -5940, -5960, -5980, -6000, -6020, -6040, -6060, -6080, -6100, -6120, -6140, -6160, -6180, -6200, -6220, -6240, -6260, -6280, -6300, -6320, -6340, -6360, -6380, -6400, -6420, -6440, -6460, -6480, -6500, -6520, -6540, -6560, -6580, -6600, -6620, -6640, -6660, -6680, -6700, -6720, -6740, -6760, -6780, -6800, -6820, -6840, -6860, -6880, -6900, -6920, -6940, -6960, -6980, -7000, -7020, -7040, -7060, -7080, -7100, -7120, -7140, -7160, -7180, -7200, -7220, -7240, -7260, -7280, -7300, -7320, -7340, -7360, -7380, -7400, -7420, -7440, -7460, -7480, -7500, -7520, -7540, -7560, -7580, -7600, -7620, -7640, -7660, -7680, -7700, -7720, -7740, -7760, -7780, -7800, -7820, -7840, -7860, -7880, -7900, -7920, -7940, -7960, -7980, -8000, -8020, -8040, -8060, -8080, -8100, -8120, -8140, -8160, -8180, -8200, -8220, -8240, -8260, -8280, -8300, -8320, -8340, -8360, -8380, -8400, -8420, -8440, -8460, -8480, -8500, -8520, -8540, -8560, -8580, -8600, -8620, -8640, -8660, -8680, -8700, -8720, -8740, -8760, -8780, -8800, -8820, -8840, -8860, -8880, -8900, -8920, -8940, -8960, -8980, -9000, -9020, -9040, -9060, -9080, -9100, -9120, -9140, -9160, -9180, -9200, -9220, -9240, -9260, -9280, -9300, -9320, -9340, -9360, -9380, -9400, -9420, -9440, -9460, -9480, -9500, -9520, -9540, -9560, -9580, -9600, -9620, -9640, -9660, -9680, -9700, -9720, -9740, -9760, -9780, -9800, -9820, -9840, -9860, -9880, -9900, -9920, -9940, -9960, -9980, -10000, -10020, -10040, -10060, -10080, -10100, -10120, -10140, -10160, -10180, -10200, -10220, -10240, -10260, -10280, -10300, -10320, -10340, -10360, -10380, -10400, -10420, -10440, -10460, -10480, -10500, -10520, -10540, -10560, -10580, -10600, -10620, -10640, -10660, -10680, -10700, -10720, -10740, -10760, -10780, -10800, -10820, -10840, -10860, -10880, -10900, -10920, -10940, -10960, -10980, -11000, -11020, -11040, -11060, -11080, -11100, -11120, -11140, -11160, -11180, -11200, -11220, -11240, -11260, -11280, -11300, -11320, -11340, -11360, -11380, -11400, -11420, -11440, -11460, -11480, -11500, -11520, -11540, -11560, -11580, -11600, -11620, -11640, -11660, -11680, -11700, -11720, -11740, -11760, -11780, -11800, -11820, -11840, -11860, -11880, -11900, -11920, -11940, -11960, -11980, -12000, -12020, -12040, -12060, -12080, -12100, -12120, -12140, -12160, -12180, -12200, -12220, -12240, -12260, -12280, -12300, -12320, -12340, -12360, -12380, -12400, -12420, -12440, -12460, -12480, -12500, -12520, -12540, -12560, -12580, -12600, -12620, -1



Este sistema permite ainda o registo dos seguintes elementos:

- Antes do início da perfuração é instalada uma membrana que evita o sifonamento do terreno não só na fase de emboquilhamento como durante toda a perfuração. Colocada na parede frontal do poço de ataque como se mostra na Figura 68, esta membrana denomina-se junta tórica e é constituída por uma estrutura em aço com diâmetro interior ligeiramente superior ao diâmetro da microtuneladora e por uma membrana flexível em poliuretano e de diâmetro inferior que

impede a passagem indevida de material entre a parede do túnel executado e a tubagem de revestimento instalada.



Figura 68 – Junta Tórica DN 1200 mm
(RCC, S.A, 2009)

Assim que a tuneladora inicia seu movimento de rotação o operador ativa uma das bombas principais colocada à superfície que é a responsável pela injeção de água na câmara trituradora da cabeça de corte. Desde o início da perfuração o material argiloso que passou pelas aberturas existentes na cabeça de corte foi direcionado para a câmara trituradora e misturado com a água injetada formando um líquido espesso o qual é bombado até ao tanque de decantação à superfície, este processo de decantação permitiu reaproveitar a água utilizada.

Como previsto pelas sondagens executadas, o início da perfuração deu-se na presença de terrenos brandos constituídos por argila e terrenos aluvionares. Esta fase do processo de perfuração denominada de emboquilhamento é uma das mais importantes, uma vez que é aqui que se define o alinhamento principal da cabeça de corte, devendo este ser o mais aproximado possível ao definido em projeto.

As forças de avanço e de rotação do equipamento devem ser muito bem controladas durante o decorrer desta fase da perfuração, que normalmente se estende até aos primeiros 3 a 5 metro escavados. Este controlo deve ser feito com base na resistência oferecida pelo terreno ao avanço

do equipamento e consequentemente na quantidade de material escavado por rotação ou por unidade de avanço. Todos estes parâmetros podem ser avaliados pelo operador da máquina através dos equipamentos e monitores existentes no contentor de controlo onde se encontra.

O sistema de bombagem do material escavado foi um dos elementos que mereceu maior atenção por parte do operador ao longo da perfuração e principalmente durante a escavação em terrenos brandos, uma vez que sua monitorização eficiente impede que o material em excesso existente na frente de escavação se possa acomodar no espaço anelar existente entre a tubagem e o terreno, promovendo de esta forma um aumento significativo forças de atrito e do esforço exigido ao equipamento de perfuração.

O efeito contrário à acumulação de material na frente também pode acontecer, isto é, pode ocorrer que a extração do material da frente de escavação seja excessiva podendo dar origem à sobrescavação do terreno e a possíveis assentamentos à superfície.

Mesmo com uma bombagem eficiente do material escavado, as forças de atrito entre a tubagem e o terreno aquando do avanço do sistema são significativas. De forma a diminuir este fenómeno ativou-se o circuito de bentonites responsável pelo processo de injeção do fluido no espaço anelar existente entre o terreno e os tubos de revestimento em betão aplicados como revestimento no túnel, promovendo a redução das forças de atrito e, por sua vez, as forças necessárias ao avanço do sistema.

No caso em apreço, o lodo bentonítico foi injetado através de válvulas instaladas em orifícios próprios para o efeito existentes em cada tubo de betão.

Durante esta primeira fase de escavação em terrenos brandos o operador optou por configurar o equipamento de perfuração adotando uma velocidade de avanço superior à velocidade de rotação da cabeça de corte. Esta configuração promove a cravação da cabeça de corte no terreno, sendo o material removido, na sua maior parte, pela injeção de água na frente de escavação, processo de desmonte ideal em terrenos brandos.

Qualquer mudança litológica durante o decorrer dos trabalhos de perfuração afeta consideravelmente o rendimento de este tipo de tecnologias de perfuração.

Durante os primeiros 65 m de perfuração os trabalhos decorreram sem grandes problemas a registar, mas foi entre os 65 m e os 75 m de perfuração que se deu a fase crítica da obra.

Tal como previsto pelas sondagens realizadas, ao longo do traçado deveria existir uma zona de transição de terrenos brandos para rocha compacta. Prevvia-se que a mesma ocorreria entre os 65 e os 75 m de perfuração.

Durante a fase de transição de terrenos brandos para terrenos rochosos e assim que o operador notou um aumento de pressão registada nos monitores e manómetros existentes no contentor de controlo, sem este ter alterado qualquer um dos parâmetros velocidade de avanço / velocidade de rotação, procedeu-se ao ajuste imediato dos parâmetros de perfuração de forma a reduzir as pressões de trabalho e evitar possíveis danos no equipamento.

Durante esta fase imprimiu-se uma velocidade de avanço e de rotação mínima à cabeça de corte, uma vez que este tipo de máquinas e as suas ferramentas de corte são muito vulneráveis quando trabalham em frentes de escavação com terrenos não homogéneos. No caso em apreço a heterogeneidade dos terrenos era extrema o que dificultou ainda mais o processo de escavação e transição.

Aos 68 m de escavação o aumento das pressões de trabalho registadas foram de tal ordem, mesmo a trabalhar em baixo regime, que obrigaram a interromper os trabalhos no sentido de efetuar a primeira vistoria às condições presentes na frente de escavação, tendo a nível geológico como a nível das ferramentas e seu eventual desgaste.

Após a paragem de todos os equipamentos principais e acessórios o operador dirigiu-se pelo interior do túnel escavado até à frente de escavação onde pode constatar que três dos discos de corte periféricos se encontravam danificados e que se deveria proceder à sua substituição. Com ferramenta apropriada para o efeito um dos funcionários dirigiu-se à frente de escavação para proceder à sua substituição.

O processo de deteção e troca de ferramentas desgastadas deu-se segundo a sequencia apresentada na Figura 69.

O desgaste prematuro das ferramentas de corte em zonas de transição tem normalmente origem na sobrecarga que os discos podem sofrer, principalmente os periféricos tendo em conta a estratificação dos terrenos existentes no local. A força de rotação e principalmente a força de avanço, em condições normais, é distribuída pela totalidade dos discos de corte instalados na cabeça sendo posteriormente transmitida ao terreno, cada disco é responsável pela transmissão de uma parte da força total aplicada pelos cilindros hidráulicos do bastidor de avanço. Em zonas de transição ou em frentes de trabalho que apresentem uma heterogeneidade evidente, este

fenómeno de distribuição de força pode não ocorrer de forma ideal, isto é, a força de avanço/rotação aplicadas pelo equipamento à cabeça de corte apenas são transmitidas ao terreno por parte das ferramentas. O desgaste sofrido pelas ferramentas depende da sua localização na cabeça de corte e da localização dos terrenos mais duros/abrasivos na frente de escavação durante a fase de transição.

A sobrecarga pontual a atuar apenas sobre parte das ferramentas de corte promove o seu rápido desgaste, não só pelo efeito abrasivo do terreno, mas também por provocar danos na estrutura interna dos mesmos, mais propriamente nos seus rolamentos, impedindo que o seu movimento de rotação possua atrito mínimo.

Após a substituição das ferramentas de corte o equipamento foi programado para trabalhar com uma velocidade de avanço diminuta e velocidade de rotação média, o que proporciona aos discos de corte um maior número de passagens por unidade de avanço, diminuindo o grau de penetração no terreno e minimizando a força aplicada sobre as ferramentas. O processo de escavação em zonas de transição deve ser lento e executado com o máximo cuidado de forma a prolongar a vida das ferramentas de corte e do próprio equipamento de perfuração.

Apresenta-se na Figura 70 um perfil resumo ou “Boring Report” que espelha o desenvolvimento dos trabalhos de perfuração executado

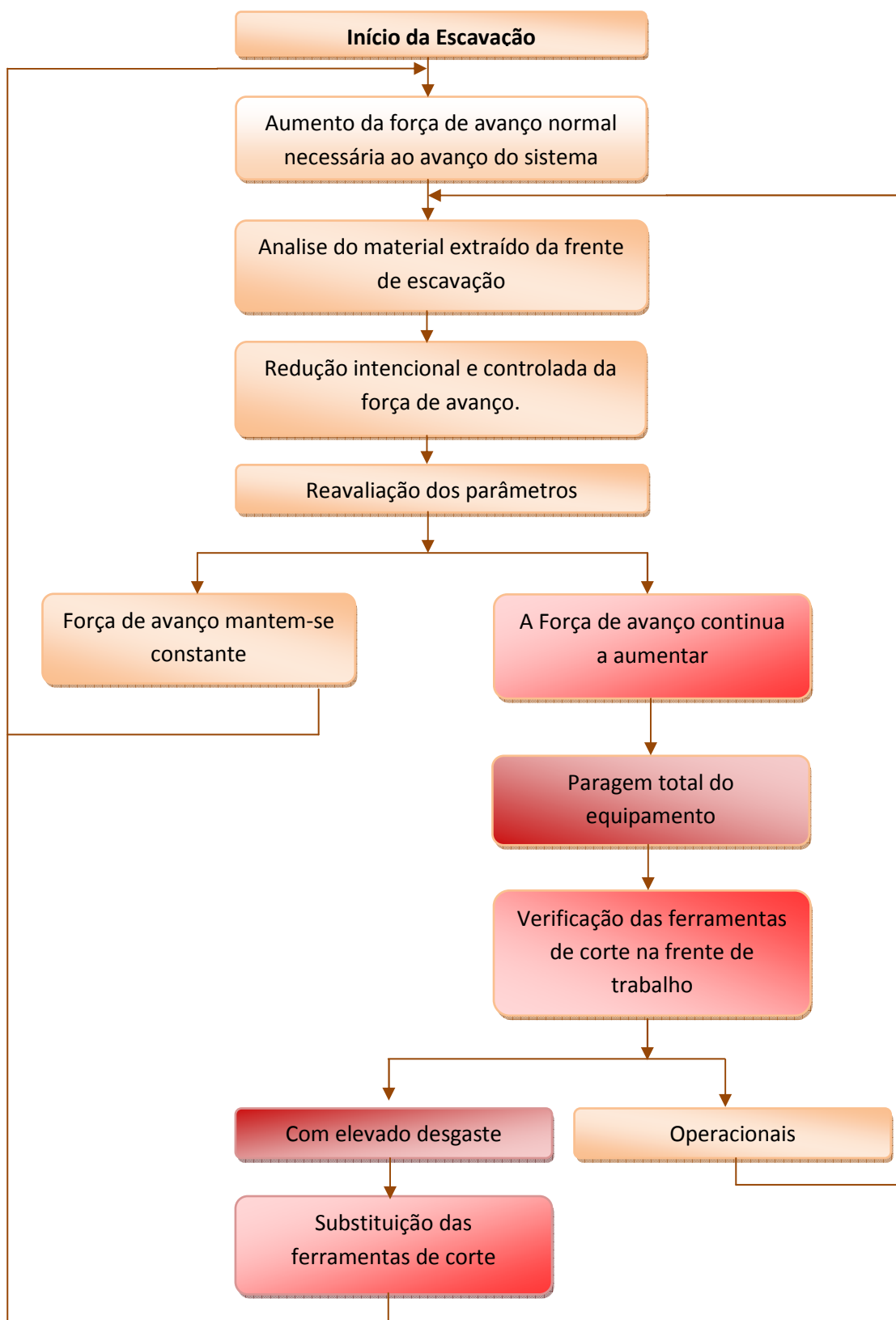
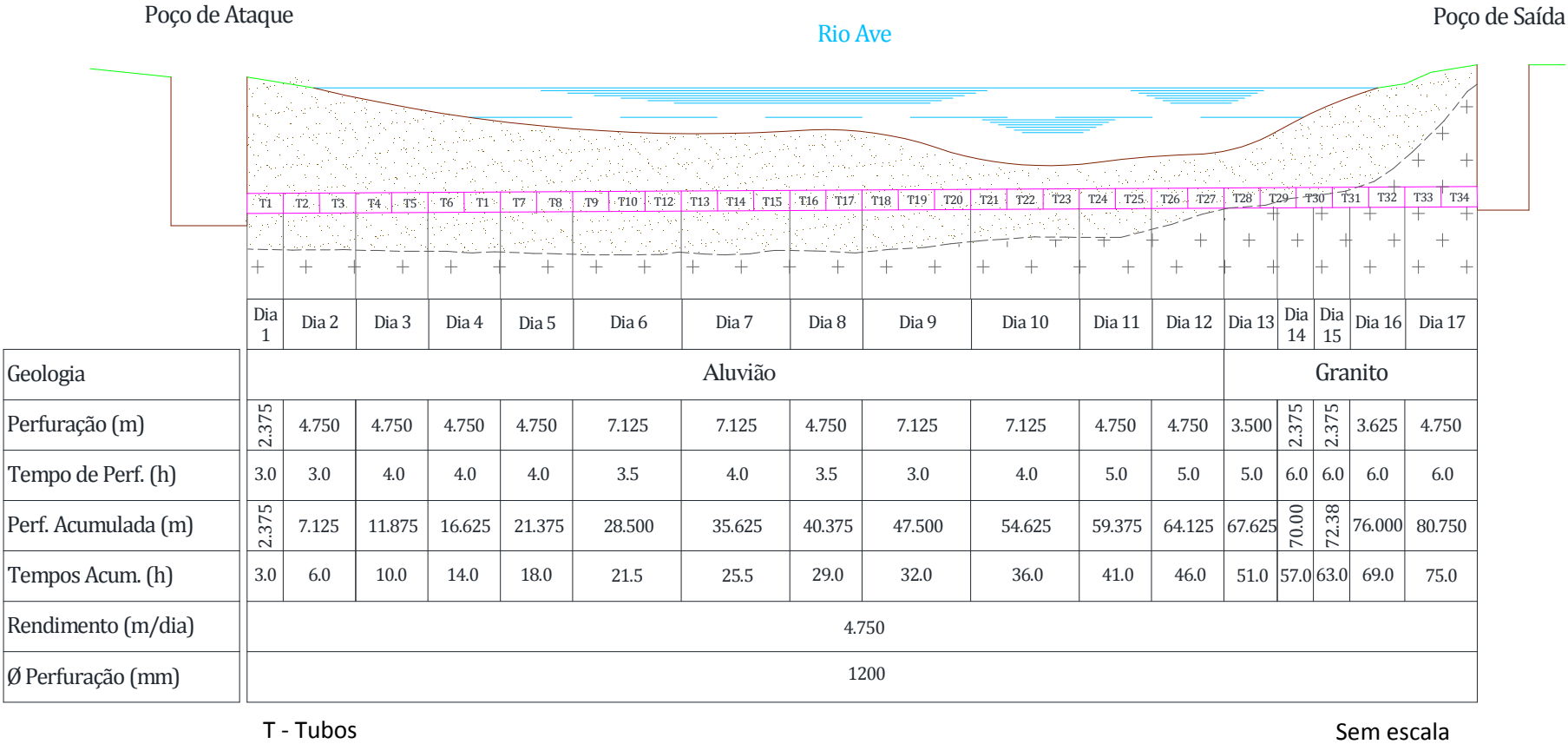


Figura 69 – Procedimento adotado na substituição das ferramentas de corte

Figura 70 – “Boring Report” da Traversia sob o Rio Ave



3.8 Estudo do desgaste das ferramentas de corte

Existe um elevado número de variáveis que poderão intervir no processo de desgaste das ferramentas de corte ao longo de um determinado trabalho de escavação subterrânea, pelo que, não existe nenhuma fórmula de cálculo fiável para estimar a vida útil de um disco de corte.

Sabe-se no entanto que, das inúmeras variáveis que intervêm no processo de desgaste de um disco de corte existem duas que contribuem de forma eficaz no potenciamento de esse fenómeno, são elas a abrasividade e a resistência à compressão simples da formação rochosa.

Como referido anteriormente, foram recolhidas amostras de rocha onde se puderam efetuar ensaios de abrasividade e de resistência à compressão obtendo-se um resultado de índice de abrasividade (A_{in}) igual a 1.9 e de Resistência à Compressão Simples igual a 46 Mpa. Tendo em conta estes resultados e a Figura 71 que a seguir se apresenta, pode-se calcular da vida útil teórica da ferramenta de corte em m^3 .

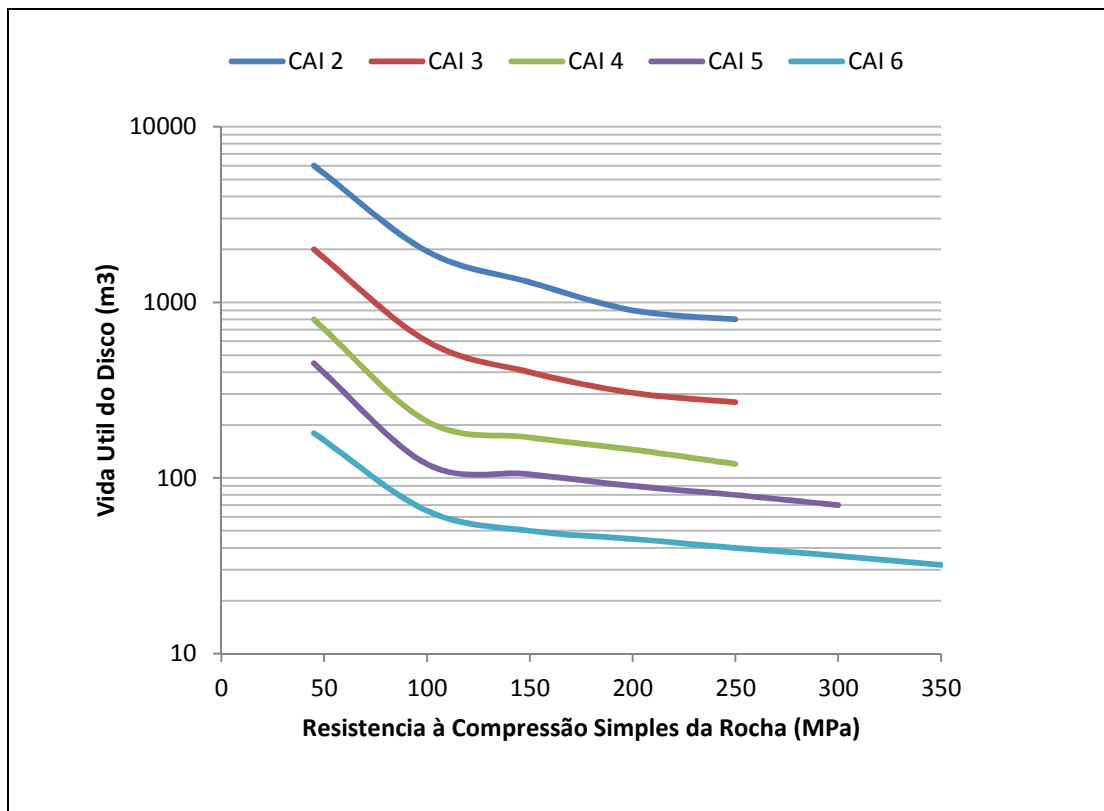


Figura 71 – Correlação Vida Útil do Disco (m^3)/RCS (Mpa)/Abrasividade (A_{in}) (Maidl, et. al., 2001)

Teoricamente, e considerando que todos os discos de corte se encontram em contacto com a frente de escavação e que as características do material a escavar se mantêm constantes ao longo de todo o traçado, as ferramentas de corte, segundo a Figura 71, poderiam escavar com rendimento aceitável até 6000 m³ de material.

No caso em apreço e considerando que após os 65.0 m de perfuração o contacto da cabeça de corte com o terreno rochoso foi total, ou seja, todos os discos se encontravam em contacto com a frente de escavação e que os discos de corte até essa altura permaneceram intactos e sem sofrer qualquer desgaste, podemos avaliar a quantidade de material escavado por cada disco e respetivo desgaste comparando o diâmetro inicial do disco com o seu diâmetro comprovado no final da escavação, definindo seu desgaste em mm/m³.

Sabendo que o diâmetro de corte máximo da tuneladora é de 1510 mm podemos concluir que o volume de rocha total escavado entre os 65.0 m e os 80.0 m foi de aproximadamente 27.0 m³.

Tendo em conta que cabeça de corte foi inicialmente equipada com sete discos de corte, 3 centrais, 2 periféricos e 2 periféricos de alargamento podemos aferir o volume total de material escavado por cada disco de corte dividindo o volume total de terreno rochoso escavado pelo número de discos existentes na cabeça, obtendo um valor de 3.83 m³/disco.

A Figura 72 mostra a disposição dos discos de corte acoplados à tuneladora AVN 1200 C.

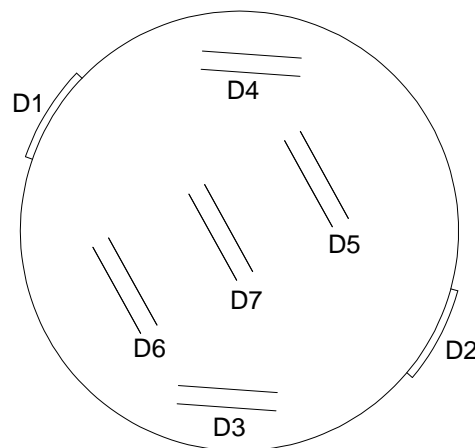


Figura 72 – Disposição dos discos na cabeça de corte

A Tabela 12 mostra a diferença entre o diâmetro dos discos de corte no início da perfuração e após os 80.75 m de perfuração nas condições geológico-geotécnicas anteriormente descritas.

Disco n.º	Comprimento de perfuração em rocha (m)	Diâmetro inicial (mm)	Diâmetro final mínimo (mm)	Desgaste (mm)
1	15	279.4	278.9	0.5
2			278.8	0.6
3			279.0	0.4
4			279.4	0.0
5			278.6	0.8
6			278.7	0.7
7			278.5	0.9

Tabela 12 – Diâmetro inicial e final das ferramentas de corte

O desgaste médio dos discos de corte para esta travessia foi igual a 0.55 mm e o desgaste por metro de escavação igual a 0.037 mm/m.

Por norma, os discos de corte devem ser substituídos sempre que seu diâmetro atinja 90 % do diâmetro inicial (neste caso 251.5 mm). Assim poderemos fazer uma previsão da vida útil de estas ferramentas sempre e quando se considere que os discos serão sempre utilizados em terreno rochoso com características geotécnicas idênticas às do terreno aqui descrito (Tabela 13).

Disco n.º	Comprimento de perfuração em rocha (m)	Diâmetro mínimo 90% x Di (mm)	Desgaste efetivo a 4.6 rpm (mm/m)	Vida útil do disco (m)
1	15	251.50 mm (-27.94 mm)	0.033	845
2	15		0.040	743
3	15		0.026	1073
4	15		0.000	N.D.
5	15		0.053	526
6	15		0.046	606
7	15		0.060	465

Di – Diâmetro inicial

Tabela 13 – Previsão da vida útil dos discos de corte utilizados

Em média, os discos de corte utilizadas neste equipamento, a trabalhar em terrenos semelhantes ao aqui descrito, deveriam ser substituídas, a cada 700 m de perfuração.

O resultado do ensaio de abrasividade efetuado sobre a amostra de rocha recolhida na sondagem S1 revelou um índice de abrasividade $A_{in} = 1.9$ ou seja, estamos na presença de um maciço rochoso abrasivo. Com este valor de A_{in} seria espectável que os discos de corte, após os 15.0 m de perfuração em rocha compacta apresentassem um grau de desgaste igual ou superior a 1.0 mm, no entanto, a presença de água na frente de escavação por presença do nível freático reduziu substancialmente o aquecimento das ferramentas, minimizando seu desgaste.

No processo de desmonte existe ainda um outro parâmetro de extrema importância a avaliar, a indentação, que não é mais que o esmagamento da rocha através da força transmitida ao terreno pelo disco de corte à sua passagem e que produz fragmentos de pequena e media dimensão bem como fissuras internas na rocha.

O papel da indentação no rendimento da perfuração é muito importante uma vez que quanto maior for a capacidade do disco em esmagar e penetrar na frente de escavação maior será o volume de material escavado por rotação. No entanto, e dependendo da resistência à compressão simples que o maciço possa possuir, quanto maior for esse valor menor será a indentação possível e maior será o desgaste dos discos de corte.

Quando a indentação é de tal ordem que consegue gerar fissuras que se propaguem no maciço e que intercetem outras fissuras criadas por discos adjacentes, formam-se lascas de material rochoso com comprimento equivalente à distância existentes entre os discos de corte que a formaram, quando este fenómeno ocorre o rendimento de perfuração aumenta consideravelmente e há uma diminuição significativa do desgaste dos discos. O operador pode forçar a ocorrência de este fenómeno aplicando maior força de avanço sobre o equipamento de forma a aumentar a indentação, no entanto esta tentativa pode ser inútil, uma vez que a ocorrência de este fenómeno depende muito das características geológico-geotécnicas do maciço, nomeadamente da sua RCS, da orientação das descontinuidades caso existam ou pelo maior ou menor paralelismo da sua foliação. Como foi referido no capítulo 2.2.2.1 deste documento existe ainda um espaçamento ótimo entre discos para que o fenómeno de indentação ocorra com maior probabilidade.

Uma vez que não é possível verificar ou medir durante o processo de perfuração a indentação dos discos no terreno, serão apresentados seguidamente alguns cálculos que nos permitirão estimar esse valor com base em alguns parâmetros conhecidos da máquina tuneladora utilizada.

Nesta obra, como já referido, o processo de desmonte em rocha compacta ocorreu desde os 65 m até aos 80 m, tendo sido este comprimento escavado em 29 h. Sabendo-se que após a fase de transição de terrenos brandos a rocha compacta o operador configurou o equipamento com uma velocidade de avanço inferior à velocidade de rotação fixando-se esta última nas 4.6 rpm durante a escavação em rocha, com um simples cálculo poderemos avaliar a indentação em mm/rotação dos discos de corte no maciço (equação 1), para tal basta dividir o comprimento total da perfuração realizada em rocha compacta pelo número total de rotações da cabeça de corte nesse percurso:

- Tempo de perfuração em rocha: 1740 min
- N.º total de rotações da cabeça de corte: 4.6 rpm x 1740 min = ± 8000 rotações
- Comprimento de perfuração em rocha: 15000 mm

$$I = \frac{\text{Comp. Perferfuração.}}{\text{n.º rotações da cabeça de corte}} = \frac{15000}{8000} = 1.90 \text{ mm/rot} \quad (\text{Eq. 1})$$

I – Indentação

Com base em resultados obtidos em outros trabalhos deste género pode dizer-se que o valor de 1.90 mm/rotação é um valor relativamente baixo para terrenos rochosos com RCS até aos 80 Mpa, no entanto este reflete a fase de transição entre terreno brando e rocha compacta ocorrida entre os 65 m e os 75 m de perfuração em que a perfuração se desenvolveu com baixa velocidade de avanço pelos motivos previamente referidos neste documento.

3.9 Duração da empreitada

Os trabalhos de perfuração descritos anteriormente são constituídos por um conjunto de tarefas constituintes do processo de escavação, sendo importante perceber o peso de cada uma delas na duração final da empreitada. Essas tarefas serão seguidamente apresentadas num conjunto de tabelas e figuras que aludem ao tempo atribuído à execução de cada uma delas ao longo de cada semana de trabalho.

Uma das tarefas que mais tempo consome durante a 1ª semana de obra é a montagem dos equipamentos, tanto da máquina tuneladora como de seus equipamentos acessórios. Por análise da Tabela 14 e da Figura 73 podemos concluir que mais de metade do tempo relativo à primeira semana de obra foi atribuído à montagem de equipamentos e respetivo estaleiro.

Semana 1		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	40,0	66,7%
Colocação de tubagem no poço de ataque	8,0	13,3%
Trabalho de perfuração	6,0	10,0%
Verificação de ferramenta de corte	0,0	0,0%
Manutenções	1,5	2,5%
Paragens Involuntárias	1,5	2,5%
Outros	3,0	5,0%
Total	60,0	100,0%

Tabela 14 – Travessia Rio Ave
Carga horária Semana 1

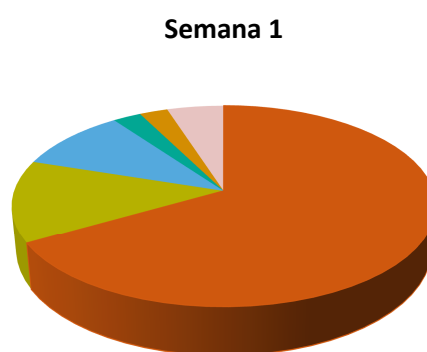


Figura 73 – Travessias Rio Ave
Carga horária Semana 1

Entrando na fase da empreitada onde os trabalhos de escavação se encontram a decorrer em pleno, podemos comprovar, pela Tabela 15 e pela Figura 74, que mais de 80 % do tempo semanal de obra é atribuído diretamente à escavação do túnel, sendo esta percentagem repartida entre os trabalhos de escavação propriamente ditos e colocação da tubagem no bastidor. Devido aos elevados rendimentos de escavação é normal que por vezes o tempo de descida, montagem e alinhamento da tubagem em betão seja superior ao tempo efetivo de escavação.

Semana 2		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	0,0	0.0%
Colocação de tubagem no poço de ataque	31,0	51.7%
Trabalho de perfuração	23,0	38.3,0%
Verificação de ferramenta de corte	0,0	0,0%
Manutenções	2,0	3.3%
Paragens Involuntárias	1,0	1.7%
Outros	3,0	5,0%
Total	60,0	100,0%

Tabela 15 – Travessias Rio Ave
Carga horária Semana 2

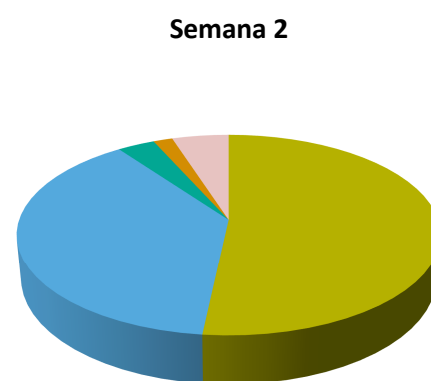


Figura 74 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 2

Durante a 3ª semana, devido a uma diminuição do rendimento de escavação provocado pela entrada da tuneladora em terrenos com características rochosas, pode-se verificar pela Tabela 16 e da Figura 75 que houve um aumento da percentagem de tempo atribuída aos trabalhos de escavação e consequente diminuição da percentagem de tempo associado à descida e montagem da tubagem em betão a cravar. De referir ainda o tempo atribuído à substituição dos discos de corte periféricos danificados durante a fase de transição de terrenos brandos a rocha compacta.

Semana 3		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	0,0	0,0%
Colocação de tubagem no poço de ataque	26,0	43,3%
Trabalho de perfuração	28,0	46,7%
Verificação de ferramenta de corte	5,0	8,3%
Manutenções	0,0	0,0%
Paragens Involuntárias	0,5	0,8%
Outros	0,5	0,8%
Total	60,0	100,0%

Tabela 16 – Travessias Rio Ave
Carga horária Semana 3

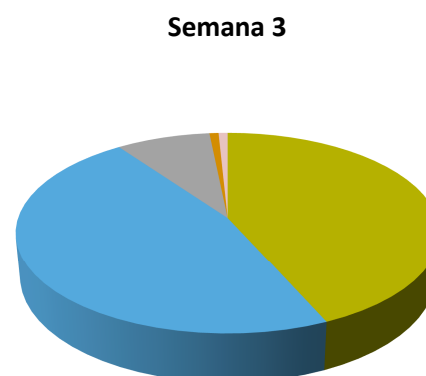


Figura 75 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 3

Durante a última semana de obra, e embora por norma o tempo atribuído aos trabalhos de desmontagem de máquinas e equipamentos seja muito inferior ao tempo associado à sua montagem, por análise da Tabela 17 e da Figura 76 verificamos que ainda assim essa tarefa é a que ocupa a maior fatia do total de horas semanais disponíveis.

Semana 4		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	24,0	40,0%
Colocação de tubagem no poço de ataque	10,0	16,7%
Trabalho de perfuração	18,0	30,0%
Verificação de ferramenta de corte	1,5	2,5%
Manutenções	1,0	1,7%
Paragens Involuntárias	5,0	8,3%
Outros	0,5	0,8%
Total	60,0	100,0%

Tabela 17 – Travessias Rio Ave
Carga horária Semana 4

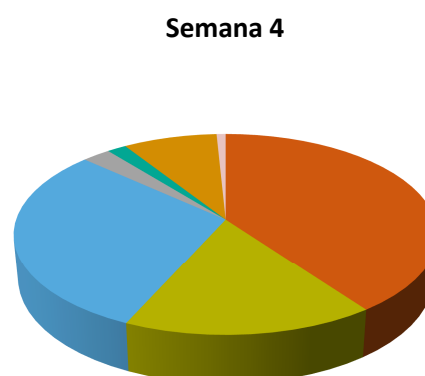


Figura 76 – Travessias Rio Ave Carga horária Semana 4

A análise consolidada dos tempos atribuídos a cada tarefa ao longo da obra é apresentada na Tabela 18 e na Figura 77.

Total		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	64,0	26,7%
Colocação de tubagem no poço de ataque	75,0	31,3%
Trabalho de perfuração	75,0	31,3%
Verificação de ferramenta de corte	5,5	2,3%
Manutenções	5,5	2,3%
Paragens Involuntárias	8,0	3,3%
Outros	7,0	2,9%
Total	240,0	100,0%

Tabela 18 – Travessias Rio Ave
Carga horária total

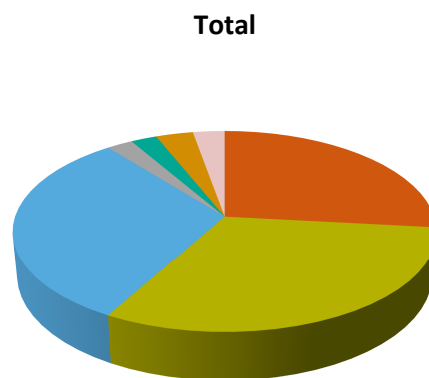


Figura 77 – Travessias Rio Ave
Carga horária total

A execução de obras de escavação subterrânea envolve uma vasta gama de meios, materiais e mão-de-obra que em conjunto com os imprevistos que a escavação do subsolo pode oferecer devem ser economicamente avaliados. Na Tabela 19, 20 e 21 será apresentado um balancete geral de obra onde se podem visualizar os diferentes elementos que contribuem para o custo final da empreitada.

3.10 Balancete de produção

Na Tabela 19 apresentam-se os custos associados à mão de obra, materiais, desgaste das ferramentas de corte, combustível, alugueres e transportes necessários a execução desta obra. De referir que, tratando-se de um caso real de obra, os valores a seguir apresentados devem ser tomados como valores de referência, uma vez que as empresas envolvidas não permitiram a publicação dos valores realmente praticados.

CUSTOS DIRETOS				
OBRA				
Descrição	n.º Func.	Total de dias	total Horas	Valor da Obra
Travessia do Rio Ave por Perfuração	4	24	240	200.000,0 €
CUSTO MÃO DE OBRA				
Descrição	Qtd. (dias)	P.U. (€/dia)	Total (€)	C/P (%)
Custo operador	24	100,0	2.400,0	1,20%
Custo Chefe de Equipa	24	85,0	2.040,0	1,02%
Custo Ajudante 1	24	85,0	2.040,0	1,02%
Custo Ajudante 2	24	85,0	2.040,0	1,02%
Total Mão de Obra			8.520,0	4,26%
CUSTO TUBAGEM EM BETÃO DN 1200 mm				
Descrição	Qtd. (m)	P.U. (€/m)	Total (€)	C/P (%)
Tubagem em Betão DN 1200 mm	80,75	200	16150,0	8,08%
Total Tubagem em Betão			16150,0	8,08%
CUSTO COMBUSTIVEL				
Descrição	Qtd. (l)	P.U. (€/l)	Total (€/dia)	C/P (%)
Máquina de perfuração	5000	1,5	7500	3,75%
Geradores vários	2000	1,5	3000	1,50%
Total Combustível			10500,0	5,25%
CUSTO FERRAMENTAS DE CORTE				
Descrição	Qtd. (un)	P.U. (€/un)	Total (€)	C/P (%)
Discos de corte substituídos	3	1000	3000	1,50%
Discos Desgastados	4	200	800	0,40%
Total Ferramentas de Corte			3800,0	1,90%
CUSTO BENTONITES				
Descrição	Qtd. (m3)	P.U. (€/m3)	Total (€)	C/P (%)
Injetada	12,5	200	2500	1,25%
Perdida	1,25	200	250	0,13%
Total Bentonites			2750,0	1,38%

CUSTO ALUGUERES				
Descrição	Qtd. (dias)	P.U. (€/dia)	Total (€)	C/P (%)
Máquina de Perfuração	17	2000	34000	17,00%
Grua 70 ton	24	500	12000	6,00%
Contentores de Obra (3un)	24	10	240	0,12%
Total Alugueres			46240,0	23,12%
CUSTO TRANSPORTES				
Descrição	Qtd. (viagens)	P.U. (€/dia)	Total (€)	C/P (%)
Viaturas de Obra	48	20	960	0,48%
Transp. de Equipamentos	4	2000	8000	4,00%
Total Transportes			8960,0	4,48%
TOTAL CUSTOS DIRETOS				96.920,0 €

Tabela 19 – Custos diretos – Travessia do Rio Ave

A Tabela 20 apresenta os valores associados aos custos indiretos que se referem essencialmente ao pagamento de seguros, gastos de estaleiro e custos administrativos cujo valor normalmente é calculado aplicando uma percentagem sobre o valor total a faturar pela empresa.

CUSTOS INDIRETOS					
Descrição	Fórmula de Cálculo	Qtd.	P.U. (€)	Total (€)	C/P (%)
Seguros Vários	Horas Totais x 1,80 €	240	1,8	432,0 €	-
Seguros Resp. Civil	0,9% do Val. Tot. Obra	0,90%	200.000,0	1.800,0 €	-
Estaleiro	2,95% do Val. Tot. Obra	2,95%	200.000,0	5.900,0 €	-
Incumprimento no Pagamento	1,0 % do Val. Tot. Obra	1,00%	200.000,0	2.000,0 €	-
Improdutivo Fixo	5,0 % do Val. Mão de Obra	5,00%	200.000,0	10.000,0 €	6,90%
Depreciação	4,5 % do Val. Tot. Obra	4,50%	200.000,0	9.000,0 €	-
Administração	4,0 % do Val. Tot. Obra	4,00%	200.000,0	8.000,0 €	-
TOTAL CUSTOS INDIRETOS					37.132,00 €
CUSTO TOTAL DA OBRA					134.052,00 €

Tabela 20 – Custos Indiretos – Travessia do Rio Ave

Por fim na Tabela 21 apresenta-se o balanço final de esta obra tendo-se obtido uma margem de benefício na ordem dos 33.0 %.

PRODUÇÃO			
Descrição	Fórmula de Cálculo	Valor (€)	%
Benefício	Valor da Obra - Custo Total da Obra	65.948,0	33,0%
Margem Bruto	Valor da Obra - Total Custo Direto	103.080,0	51,5%

Tabela 21 – Produtividade – Travessia do rio Ave

Os parâmetros associados aos custos diretos e indiretos apresentados na Tabela 19 e na Tabela 20 são definidos como tal pela empresa nos seus cálculos internos.

**4 Caso de Obra - Execução da Estação Elevatória de Vila do
Conde e dos Sistemas Elevatórios da Aguçadoura e da Apúlia
Travessia ETAR/Rio Ave**

4.1 Enquadramento da obra

A execução desta segunda fase da obra não se encontrava prevista inicialmente no caderno de encargos, uma vez que todas as condutas de saneamento, incluindo a conduta a instalar sob o Rio Ave, deveriam ser instaladas em vala aberta ao longo dos seus traçados. No entanto, o empreiteiro geral apercebendo-se uma vez mais das dificuldades de escavação e contenção dos terrenos existentes junto à margem Sul da linha de água, nomeadamente durante a execução do poço de ataque necessário à travessia do Rio, propôs ao Dono de Obra e posteriormente à Hidrossolo, S.A. a execução de uma nova travessia que ligasse desta vez, o poço de ataque anteriormente executado junto à margem sul do Rio Ave à ETAR em construção. A nova análise preliminar do local de obra revelou que a distância total necessária para ligar por perfuração o poço de ataque existente e a ETAR do Ave seria de aproximadamente 170 m. Como é óbvio, a nova perfuração deveria ser executada com o mesmo equipamento de perfuração utilizado na escavação executada sob o leito do Rio Ave, evitando assim os custos associados ao transporte de um novo equipamento. Tendo em conta que uma das características do equipamento de escavação utilizado é que a força de avanço transmitida ao sistema é gerada no bastidor instalado no poço de ataque, foi comunicado ao empreiteiro que caso a extensão total da perfuração a executar excedesse os 100 m teriam de ser utilizadas estações intermedias (Figura 78) que auxiliassem o bastidor no avanço do sistema. No fundo as estações intermedias colocadas entre os tubos de betão a cravar permitem a diminuição do esforço exercido pelo bastidor de avanço através do acionamento de seus cilindros hidráulicos que num movimento tipo acordeão e operando em conjunto com o bastidor de avanço promove o avanço do conjunto de tubos e da tuneladora que se encontram na sua frente.



Figura 78 – Estação Intermedia
(www.eurohinca.com, 2011)

Sendo muito elevado o custo associado à aplicação de uma estação intermedia incluindo o seu transporte até ao local de obra, o empreiteiro optou por realizar uma nova campanha de sondagens, desta vez executadas nas proximidades da ETAR do Ave com o objetivo de definir um local que distasse menos de 90 m ao ataque construído junto à margem Sul do Rio e em que os terrenos existentes possuísem características geotécnicas favoráveis à construção de um novo poço de ataque e que garantisse a continuidade da instalação da conduta em vala aberta até à ETAR, executando-se a nova travessia desde esse local até à margem sul do Rio Ave.

Na Figura 79 pode-se visualizar o alinhamento final da segunda travessia executada nesta empreitada pela Hidrossolo/Eurohinca.

Tendo em conta as características geológicas dos terrenos existentes nas proximidades da ETAR do Ave, propôs-se ao empreiteiro a execução de um novo poço de ataque junto à ETAR, devendo posteriormente adaptar o poço de ataque utilizado na travessia do Rio Ave para que este possa servir como poço de saída da tuneladora na travessia ETAR/Rio Ave.

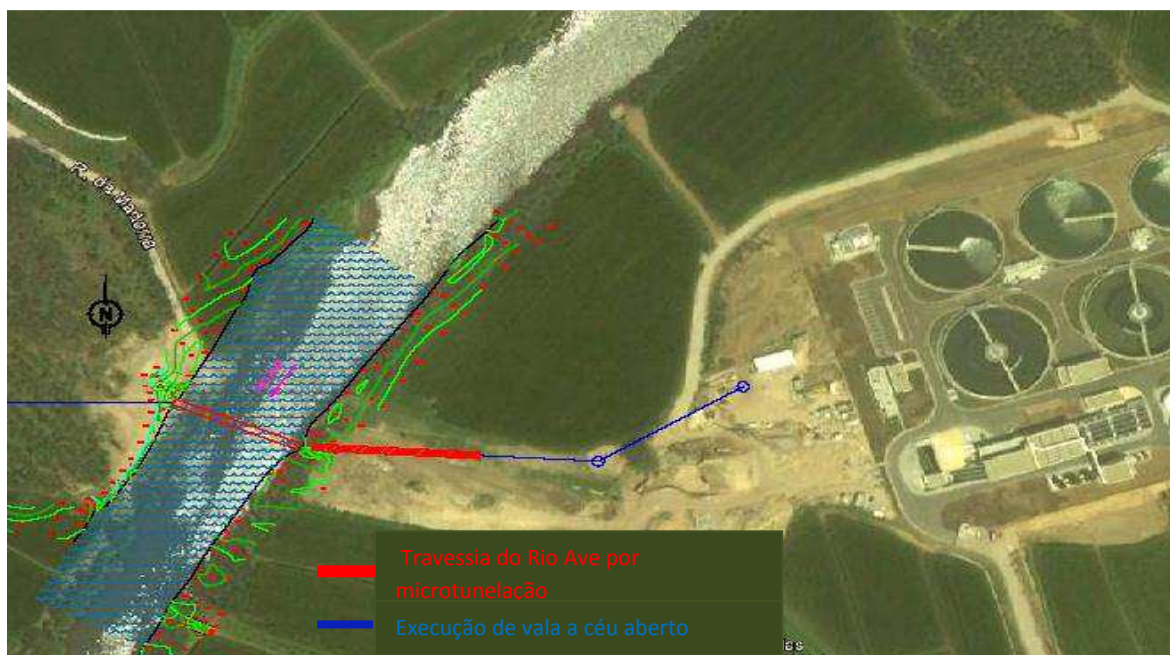


Figura 79 – Traçado previsto para a travessia ETAR / Rio Ave
(Google Earth 2011)

4.2 Enquadramento Geológico-geotécnico da zona a intervir

Tendo em conta que o local da segunda travessia a executar é praticamente o mesmo, considera-se o enquadramento geológico apresentado no ponto 3.2 deste documento. De referir que foram executadas duas novas sondagens (Figura 80), desta vez pela empresa GeoRumo, S.A cujos log's se apresentam no Anexo 1 de este documento. A Tabela 22 apresenta o resumo dos resultados obtidos.



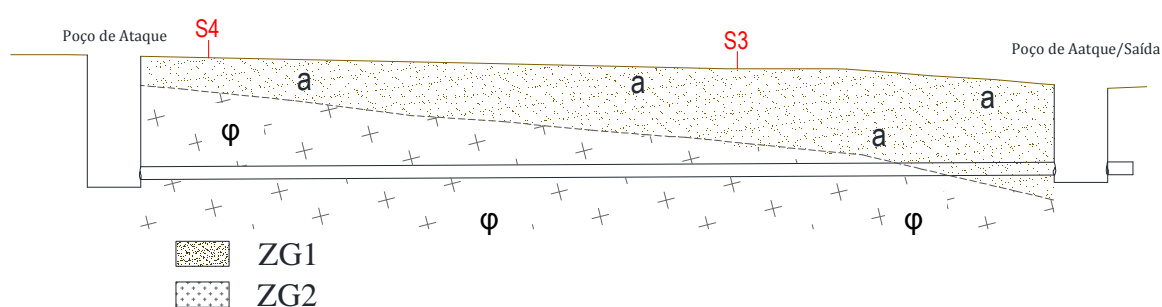
Figura 80 – Planta de localização das sondagens executadas
(Google Earth 2011)

Sondagem	Perfuração (m)			Ensaio SPT	Nível Freático
	Solos	Rocha	Total		
S3	6	5	11	7	1.0
S4	2.5	4.5	7	1	N.D.

Tabela 22 – Resumo de Sondagem S3 e S4

Esta campanha de sondagens foi executada com o intuito de avaliar o melhor local para a execução do poço de ataque, devendo o mesmo ser construído numa zona que permitisse que a escavação decorresse em profundidade sem necessidade de qualquer tipo de contenção especial. Para esta perfuração e tendo em conta a avaliação visual feita sobre as amostras de material recolhido em conjunto com a proximidade entre as duas travessias executadas, o empreiteiro decidiu não avançar com a execução de qualquer ensaio geotécnico sobre as amostras de rocha e solo recolhidas nas sondagens S3 e S4, admitindo-se os mesmos valores dos ensaios anteriormente executados (RCS, abrasividade, etc.) sobre as amostras recolhidas das sondagens S1 e S2.

Considerando os pressupostos mencionados no parágrafo anterior foi feito um esboço do perfil geológico-geotécnico da zona afeta aos trabalhos de perfuração (Figura 81).



a – Terreno Aluvionar, φ – Saibro granítico
Figura 81 – Esboço do perfil geológico-geotécnico

Relativamente a esta segunda fase de obra não serão descritos os trabalhos de escavação do poço de ataque uma vez que foram em tudo similares ao anteriormente descrito para o poço de saída na Travessia do Rio Ave. O mesmo acontece com os restantes trabalhos preparatórios como a

montagem do estaleiro de obra, características da microtuneladora utilizada, características da tubagem em betão DN 1200 mm própria para cravar, características do bastidor de avanço, instalação de microtuneladora, aterros de poço de ataque/saída, etc.

4.3 Descrição do desenvolvimento dos trabalhos

Após a conclusão da Travessia sob o Rio Ave o consorcio já havia apresentado nova proposta de preço para a execução da nova travessia, tendo esta sido posteriormente adjudicada pelo Dono de Obra e pelo Empreiteiro.

O planeamento desta segunda fase de obra desenvolveu-se segundo os seguintes pressupostos:

Deveria ser criado um novo poço de ataque escavado predominantemente em rocha que permitisse seguidamente ser ligado com o troço adjacente (ETAR) aberto pelo método tradicional de vala aberta. Deste modo estaríamos seguramente num terreno com melhores características de escavabilidade e sustentação atendendo ao objetivo pretendido, a escavação de um poço de ataque.

De modo a não onerar excessivamente a execução dos trabalhos o novo poço de ataque deveria ser construído de forma que o comprimento total da travessia não ultrapasse os 100 metros de extensão, caso contrário a perfuração teria que ser realizada com a inserção de estações intermédias o que faria aumentar os custos de forma significativa.

O poço de ataque aberto para a travessia sob o Rio Ave foi usado como poço de saída da tuneladora nesta travessia, tendo para isso de sofrer algumas transformações com o objetivo de eliminar o aço existente nas estacas da parte posterior da contenção permitindo a chegada da tuneladora.

Com os pressupostos e/ou condicionalismos anteriormente apresentados, foi estudada a metodologia de execução a seguir descrita:

Durante a elaboração do projeto de esta segunda fase da obra a empresa Geoma, S.A a pedido do empreiteiro Rodrigues & Camacho Construções, S.A., executou um conjunto de sondagens cujos resultados permitiram definir o local para a construção no novo poço de ataque e de esta forma estipular o alinhamento da perfuração e sua inserção no poço construído junto ao Rio Ave.

Estabelecido o alinhamento, em planta e perfil, da perfuração entre a ETAR e o Rio Ave, iniciaram-se os trabalhos preparatórios à sua execução. Como referido anteriormente não serão aqui pormenorizados os trabalhos de abertura do poço de ataque, uma vez que sua construção não obrigou a qualquer trabalho de escavação ou contenção especial.

Por sua vez, a transformação do poço de ataque utilizado na primeira fase deste projeto, em poço de saída envolveu uma serie de procedimentos que merecem ser aqui destacados.

O primeiro passo foi a projeção de betão sobre uma malha de aço colocada sobre a cortina de contenção em estacas construídas na parte posterior do referido poço, isto permitiu minimizar o arrastamento de areias e água para o interior do poço aquando da retirada das estacas prancha cravadas na envolvente do poço. Seguidamente criou-se uma coluna de “jet grouting” na face exterior do poço de ataque de modo a que fosse possível proceder à demolição das estacas e do aço delas constituintes e assim permitir a passagem da tuneladora nessa zona no final da perfuração. Devido às condições geológicas e à forte presença da água no local, foram construídas nove estacas de betão com moldes recuperáveis para conter as próprias colunas de jet-grouting.

Concluída a execução de todos os trabalhos preparatórios teve início a montagem do equipamento de perfuração no fundo do poço de ataque. Este procedimento foi em tudo idêntico ao anteriormente descrito para a travessia do rio ave, foram também estabelecidas todas as ligações elétricas, hidráulicas e dos circuitos de bentonites.

Posteriormente foi verificado o alinhamento do equipamento segundo a inclinação e direção previstas em projeto e no Anexo n.º 2 deste documento, enquanto que no maciço em betão construído na parede frontal do poço de ataque se procedia à montagem da junta tórica.

Tal como na primeira fase da obra, a quando do início da perfuração o operador ativou imediatamente a bomba responsável pela injeção de água na camara trituradora, que neste tipo de terreno permite minimizar a produção de poeiras e promover a sua retirada da frente de escavação.

Durante a fase de emboquilhamento da tuneladora no terreno rochoso, o operador optou por configurar o equipamento com uma velocidade de avanço e rotação relativamente baixas. Este procedimento permite que a ferramenta de corte penetre na frente de escavação com o mínimo esforço possível e com a mínima pressão aplicada. Tal como aconteceu no início da perfuração executada sob o Rio Ave, durante a fase de emboquilhamento e ao longo dos primeiros metros de escavação, o operador monitorizou cuidadosamente alguns parâmetros de escavação

importantes, tais como: velocidade avanço/rotação, pressão de avanço/rotação e inclinação do sistema, isto porque é durante esta fase que se define o alinhamento principal da máquina. A ação dos discos de corte sobre o terreno durante esta fase deve ser mínima, isto é, o operador ao fazer avançar o equipamento contra a frente de escavação arranque com a mínima pressão possível fazendo apenas roçar os discos sobre a frente de trabalho. Este procedimento é normal nesta fase, uma vez que o corpo da tuneladora todavia se encontra fora do túnel, ou seja, mais suscetível a eventuais desvios. Assim que o corpo da cabeça é abraçado pelas paredes do túnel escavado é possível aumentar a velocidade de rotação do equipamento, foi o que o operador fez mantendo a velocidade de avanço constante.

Confirmando-se os resultados da prospeção realizada no local, 85 % dos trabalhos desenvolveram-se em terreno rochoso e compacto sendo os restantes 15 % escavados em terreno brando.

Como na maior parte dos trabalhos de perfuração a cravação dos primeiros tubos no terreno é feita de forma meticulosa, neste caso e durante a cravação dos dois primeiros tubos o equipamento foi dotado de uma velocidade de avanço mínima e por sua vez com uma velocidade de rotação relativamente baixa na ordem das 3.2 rpm. Após a cravação do segundo tubo a velocidade rotação do equipamento aumentou gradualmente até às normais 4.6 rpm atingidas no final da cravação do terceiro tubo. No que diz respeito à velocidade de avanço do equipamento esta pode sofrer variações dependendo da resistência ao corte oferecida pelo terreno a cada instante.

Até aos 40.0 m de perfuração os trabalhos decorreram normalmente atingindo-se um rendimento médio da ordem dos 0.51 m/h, a esta altura da perfuração o operador, num procedimento rotineiro em trabalhos com extensão superior a 80 m, decidiu interromper a perfuração para efetuar uma avaliação do estado das ferramentas de corte na frente de trabalho, onde se pode constatar o perfeito estado em que se encontravam. Aproveitando a sua presença na frente de trabalho o operário fez uma avaliação visual do maciço presente na frente de escavação, tratando-se de um maciço granítico pouco a medianamente alterado e fraturado. Por vezes a fracturação de um maciço pode dar origem a desvios no alinhamento da tuneladora, sendo este maior quanto maior for o grau de fracturação em conjunto com a orientação das mesmas diáclases. No entanto embora as sondagens executadas revelassem a presença de um maciço rochoso medianamente fraturado, esta fracturação não deu origem a qualquer problema associado com o desvio do equipamento de perfuração. Um aspeto positivo associado à escavação de terreno rochoso fraturado é a possível percolação de água pelo seu interior que

produz um efeito de arrefecimento das ferramentas de corte (discos de corte) que atuam no desmonte do maciço minimizando o seu desgaste e potenciando o rendimento de escavação obtido.

De referir que durante todo o processo de perfuração e para ambas as fases de obra, o operador corrigiu de forma constante a direção da tuneladora. Este controlo e ajuste é possível através de um sistema de macacos hidráulicos constituintes da própria tuneladora os quais, através do seu correto ajuste, permitem direcionar o equipamento. No entanto, para não perder o controlo da sua direção, este ajuste deve ser efetuado com uma regularidade quase constante, uma vez que o lapso de tempo que decorre entre a ordem do operador e seu efeito na tuneladora é relativamente grande. A monitorização do equipamento é feita a partir do contentor de controlo com auxílio de um ecrã (Figura 82) onde o ponto de interceção entre dois eixos, um vertical e outro horizontal, representa o alinhamento previsto em projeto para a travessias e um outro ponto, dinâmico, marcado a cor branca na figura é a posição real do equipamento num determinado instante. O operador deve manter o referido ponto dinâmico o mais próximo possível do ponto de interceção entre os dois eixos.

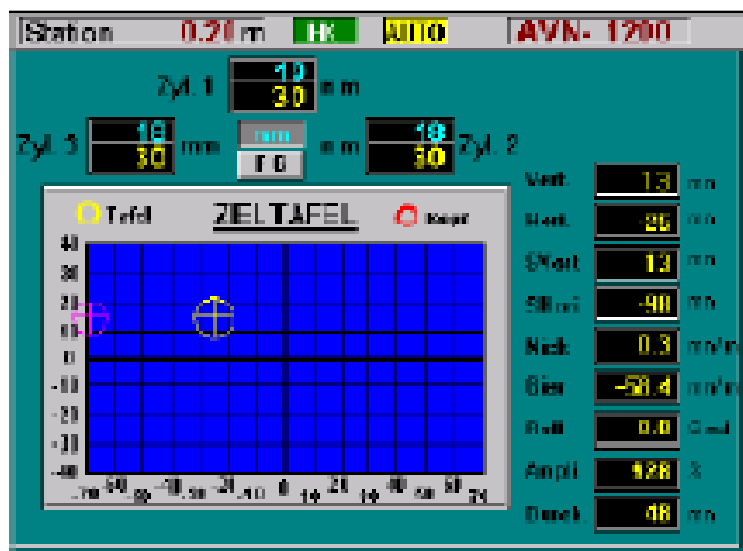


Figura 82 – Monitor de controlo direcional
(Eurohinca, S.L., 2010)

Quando se encontravam executados cerca de 72.0 m de perfuração o operador identificou a entrada do equipamento na zona de transição de rocha compacta para terrenos brandos aluvionares. Nessa altura foi alterada toda a configuração do equipamento, de forma a prepara-lo para a escavação em terreno heterogéneo.

Durante a escavação em terrenos compactos o sistema de injeção de água na frente de escavação encontrava-se a ser utilizado apenas a 30 % da sua capacidade, com o intuito de promover o arrefecimento dos discos de corte. Na zona de transição a principal ferramenta responsável pelo desmonte do terreno continuaram a ser os discos de corte, uma vez que o avanço da tuneladora continuava a ser definido pela sua capacidade de desagregação do maciço rochoso, sendo do todo inútil aumentar a pressão do sistema de injeção de água na frente de escavação, já que este poderia promover a sobrecavação da formação aluvionar presente na zona superior da frente de escavação. O sistema de injeção apenas foi utilizado a 100 % da sua capacidade quando a frente de escavação se encontrava constituída por mais de 90 % de material aluvionar.

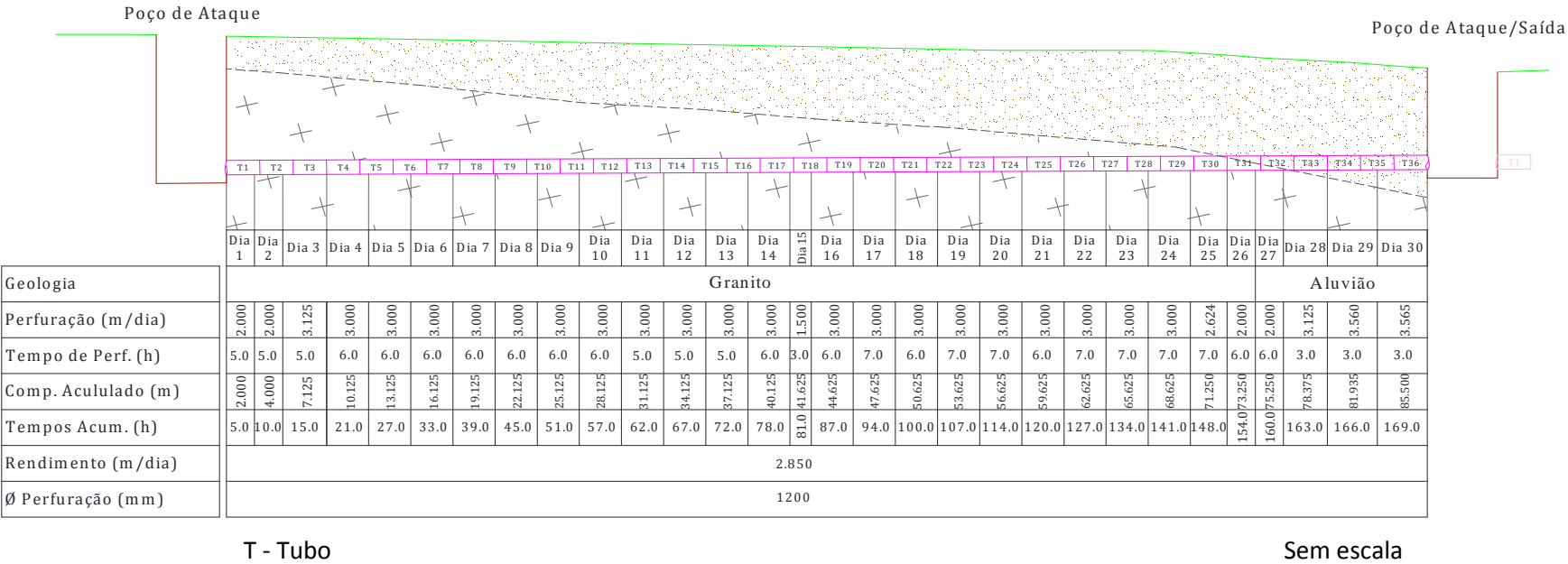
Ao contrário do que aconteceu na travessia executada sob o Rio Ave, em que a transição se deu de terrenos brandos para rocha compacta e que o túnel escavado até essa zona era constituído por terrenos aluvionares, na travessia ETAR /Rio Ave o processo de transição foi inverso, ou seja, a mudança litológica deu-se de rocha compacta para terreno brando aluvionar. Ora, o comprimento do túnel escavado até à zona de transição é constituído por rocha competente a qual abraça todo o conjunto de tubos instalados incluindo a tuneladora, impedindo ou minimizando os eventuais desvios que possam advir da escavação em terrenos heterogéneos.

Além dos desvios, outro fenómeno a ter em conta aquando da entrada da tuneladora em terrenos brandos pouco coesos é o seu assentamento longo de todo o perímetro da tubagem instalada aumentando de esta forma o atrito oferecido pelo terreno ao avanço da tuneladora. Para minimizar este fenómeno o operador ativou, juntamente com o sistema de injeção de água na frente de escavação, o conjunto de bombas responsáveis pela injeção de bentonites no espaço anelar criado pelo sobre corte da tuneladora entre o terreno e o extradorso da tubagem. A importância de este procedimento é óbvia uma vez que a perfuração se encontrava na sua fase final e as forças de avanço necessárias são relativamente elevadas, tornando-se muito importante a diminuição das forças de atrito.

A fase final de este segundo troço de perfuração decorreu sem qualquer contratempo. De salientar que nos últimos metros de perfuração, e tal como era espectável, a tuneladora atravessou a zona onde se executaram as estacas para contenção das colunas de jet-grouting realizadas e utilizadas na adaptação do poço de ataque da perfuração sob o Rio Ave em poço de saída.

Tal como para a travessia sob o Rio Ave, apresenta-se de seguida o relatório ou “Boring report” **(Erro! A origem da referência não foi encontrada.)** dos trabalhos executados.

Figura 83 – “Boring Report” da Travessia ETAR/Rio Ave



4.4 Estudo do desgaste das ferramentas de corte

Durante todo o processo de escavação em rocha compacta, e pelo “feed back” dado pelo equipamento no que diz respeito a pressões de trabalho ou pela análise constante do material escavado, pode concluir-se que as características geológicas permaneceram constantes ao longo dos 72.0 m de perfuração em terreno rochoso.

Como referido anteriormente e tendo em conta que o material recolhido pelas sondagens S3 e S4 apresentava características visuais idênticas ao material recolhido pelas sondagens S1 e S2 executadas para avaliação dos terrenos a escavar na travessias sob o Rio Ave, o empreiteiro decidiu não executar qualquer tipo de ensaio admitindo que os valores de RCS e abrasividade permaneciam iguais aos obtidos nos terrenos escavados sob o Rio Ave. Na Tabela 23 apresentam-se novamente as características da rocha escavada segundo os ensaios efetuados na primeira fase de obra.

Maciço	R.C.S. (MPa)	Abrasividade (Ain)
Granito	45.7	1.9

Tabela 23 – características do maciço rochoso escavado

Repetindo o procedimento de cálculo efetuado na avaliação do desgaste das ferramentas de corte na travessia do Rio Ave, iremos reavaliar o desgaste sofrido nesta segunda fase de obra.

Tendo em conta que no final da travessia do Rio Ave os discos de corte se encontravam em perfeito estado e com mínimo desgaste, não se verificou a necessidade de substituir qualquer unidade antes do início da travessia ETAR/Rio Ave.

Assim começaremos por aferir o volume de material rochoso escavado, que no caso em apreço rondou os 129 m³.

Da mesma forma que procedemos ao cálculo do volume de material rochoso escavado por disco de corte na travessia do Rio Ave, desta vez o valor obtido foi de 11.85 m³/disco

A Tabela 24 mostra a diferença entre o diâmetro dos discos de corte no início da perfuração e apos os 72.0 m de perfuração nas condições geológico-geotécnicas anteriormente descritas:

Disco n.º	Comprimento de perfuração em rocha (m)	Diâmetro inicial (mm)	Diâmetro final mínimo (mm)	Desgaste (mm)
1	72.0	278.9	276.0	2.9
2		278.8	275.0	3.0
3		279.0	277.0	2.0
4		279.4	277.1	2.3
5		278.6	276.0	2.6
6		278.7	276.1	2.6
7		278.5	276.1	2.4

Tabela 24 – Diâmetro inicial e final das ferramentas de corte – 2ª Fase

O desgaste médio dos discos de corte para esta travessia foi igual a 2.54 mm e o desgaste por metro de escavação igual a 0.036 mm/m.

Tal como efetuado para a travessia sob o Rio Ave, será apresentado o cálculo da indentação (Equação 2), com base nos dados do “boring report”.

- Tempo de perfuração em rocha: 120h x 60 min = 7200 min

- N.º total de rotações da cabeça de corte: 4.6 rpm x 7200 min ~ 33120 rotações

- Comprimento de perfuração em rocha: 72000 mm

$$I = \frac{\text{Comp. Perf.}}{\text{n. rotações da cabeça de corte}} = \frac{720000}{33120} = 2.20 \frac{\text{mm}}{\text{rot}} \quad (\text{Eq. 2})$$

I – Indentação

O valor de 2.2 mm/rot é um valor considerado normal para terrenos rochosos com R.C.S. até 80 MPa. Relativamente ao valor da indentação obtido para a travessia sob o Rio Ave, 1.9 mm/rot, houve um aumento na ordem dos 16 %. O reduzido valor de indentação obtido na primeira fase obra deve-se a maior influência da fase de transição sob a perfuração em rocha devido à menor quantidade de material rochoso escavado comparativamente com a travessia executada na segunda fase de obra.

4.5 Duração da empreitada

Os trabalhos de perfuração aqui descritos são constituídos por um conjunto de tarefas importantes de referir, uma vez que estas são parte constituinte do processo de escavação e sendo importante perceber o peso de cada uma delas na duração final da empreitada.

Tal como na primeira travessia executada, os tempos associados à montagem de equipamentos durante o decorrer da 1ª semana de obra são sempre consideráveis, embora nesta segunda fase estes tenham diminuído significativamente, tal como se pode observar na Tabela 25 e na Figura 83, isto devido à proximidade entre as duas travessias e ao facto de apenas ser necessário proceder à mudança de local dos equipamentos, encontrando-se alguns deles parcialmente instalados e operacionais.

Semana 1		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	30,0	50,0%
Colocação de tubagem no poço de ataque	14,0	23,3%
Trabalho de perfuração	15,0	25,0%
Verificação de ferramenta de corte	0,0	0,0%
Manutenções	0,5	0,8%
Paragens Involuntárias	0,5	0,8%
Outros	0,0	0,0%
Total	60,0	100,0%

Tabela 25 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 1

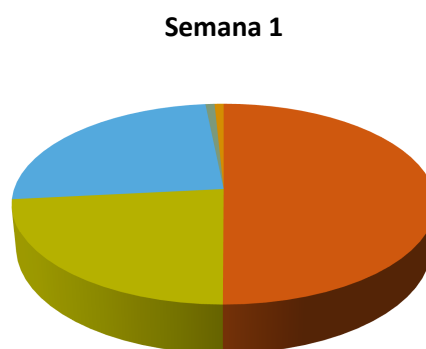


Figura 83 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 1

A partir da 2ª semana (Tabela 26 e Figura 84) os trabalhos de escavação encontravam-se em pleno desenvolvimento, e devido aos baixos rendimentos de escavação obtidos em rocha compacta, o tempo atribuído ao trabalho de perfuração superam os da instalação da tubagem, ao contrário do que acontecia na primeira travessia executada sob o Rio Ave.

Semana 2		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	0,0	0,0%
Colocação de tubagem no poço de ataque	20,0	33,3%
Trabalho de perfuração	36,0	60,0%
Verificação de ferramenta de corte	0,0	0,0%
Manutenções	2,0	3,3%
Paragens Involuntárias	1,0	1,7%
Outros	1,0	1,7%
Total	60,0	100,0%

Tabela 26 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 2

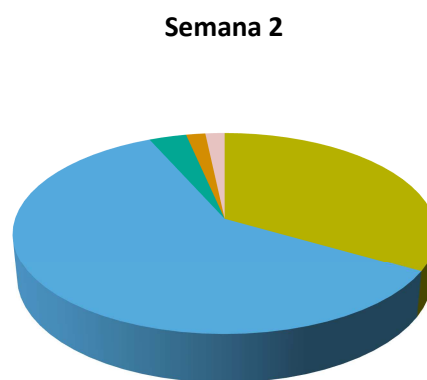


Figura 84 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 2

Durante os trabalhos desenvolvidos na 3ª semana destaca-se apenas o trabalho de verificação das ferramentas de corte, as quais se encontravam praticamente intactas (Tabela 27 e Figura 85).

Semana 3		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	0,0	0,0%
Colocação de tubagem no poço de ataque	18,0	30,0%
Trabalho de perfuração	30,0	50,0%
Verificação de ferramenta de corte	3,0	5,0%
Manutenções	4,0	6,7%
Paragens Involuntárias	3,0	5,0%
Outros	2,0	3,3%
Total	60,0	100,0%

Tabela 27 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 3

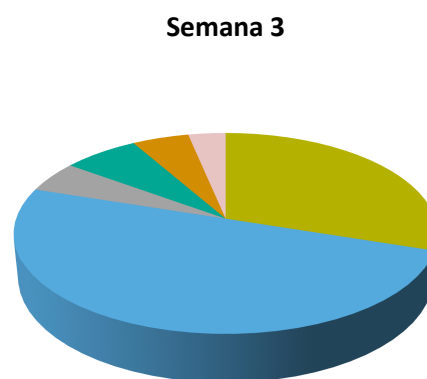


Figura 85 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 3

Durante a 5ª e a 4ª semana (Tabela 28 e 29 e Figura 86 e 89) os trabalhos de perfuração decorreram com total normalidade.

Semana 4		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	0,0	0,0%
Colocação de tubagem no poço de ataque	20,0	33,3%
Trabalho de perfuração	39,0	65,0%
Verificação de ferramenta de corte	0,0	0,0%
Manutenções	0,5	0,8%
Paragens Involuntárias	0,5	0,8%
Outros	0,0	0,0%
Total	60,0	100,0%

Tabela 28 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 4

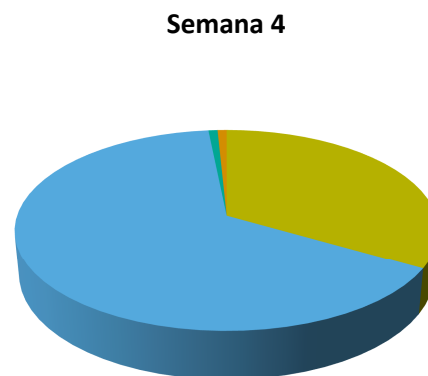


Figura 86 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 4

Semana 5		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	0,0	0,0%
Colocação de tubagem no poço de ataque	18,0	30,0%
Trabalho de perfuração	40,0	66,7%
Verificação de ferramenta de corte	0,0	0,0%
Manutenções	1,0	1,7%
Paragens Involuntárias	1,0	1,7%
Outros	0,0	0,0%
Total	60,0	100,0%

Tabela 29 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 5

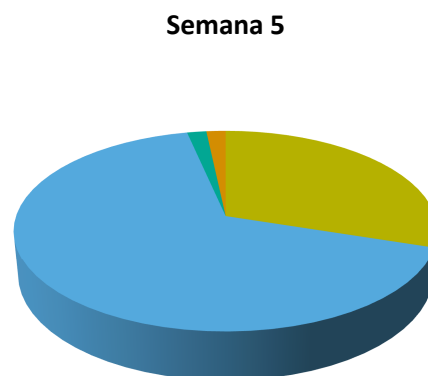


Figura 87 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 5

Durante a última semana de obra (Tabela 30 e Figura 88) e através da análise dos tempos de escavação e de colocação da tubagem no poço de ataque podemos concluir que o aumento do rendimento de escavação obtido pela entrada da tuneladora numa zona de terrenos brandos aluvionares, acabou por influenciar a percentagem de tempo atribuída a cada uma das tarefas, tendo novamente os tempos de instalação da tubagem aumentado relativamente aos do trabalho de escavação.

Semana 6		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	35,0	58,3%
Colocação de tubagem no poço de ataque	15,0	25,0%
Trabalho de perfuração	9,0	15,0%
Verificação de ferramenta de corte	0,0	0,0%
Manutenções	0,0	0,0%
Paragens Involuntárias	0,5	0,8%
Outros	0,5	0,8%
Total	60,0	100,0%

Tabela 30 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 6

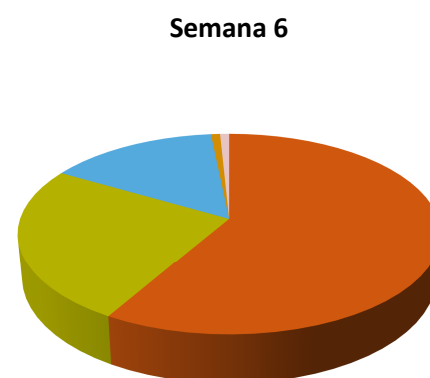


Figura 88 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Semana 6

A análise consolidada dos tempos atribuídos a cada tarefa ao longo da obra apresentam-se na Tabela 31 e na Figura 89.

Tal como no caso anterior será apresentado um balancete de produção onde se poderão visualizar os principais custos, diretos e indiretos, que definem o custo final de uma obra deste género Tabela 32, 33 e 34).

Total		
Tarefa	n.º de Horas	%
Montagem de Equipamentos	65,0	18,1%
Colocação de tubagem no poço de ataque	105,0	29,2%
Trabalho de perfuração	169,0	46,9%
Verificação de ferramenta de corte	5,0	1,4%
Manutenções	8,0	2,2%
Paragens Involuntárias	5,5	1,5%
Outros	2,5	0,7%
Total	360,0	100,0%

Tabela 31 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária total

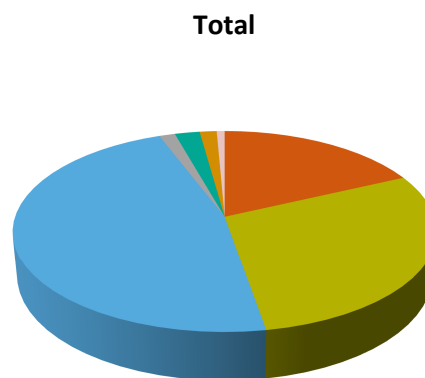


Figura 89 – Travessias ETAR/Rio Ave
Carga horária Total

4.6 Balancete de produção

Na Tabela 32 apresentam-se os custos associados à mão de obra, materiais, desgaste das ferramentas de corte, combustível, alugueres e transportes necessários à execução de este trabalho de escavação. De referir que tratando-se de um caso real de obra os valores a seguir apresentados devem ser tomados como valores de referencia, uma vez que as empresas envolvidas não permitiram a publicação dos valores realmente praticados.

CUSTOS DIRETOS				
OBRA				
Descrição	n.º Func.	Total de dias	total Horas	Valor da Obra
Travessia do Rio Ave por Perfuração	4	36	357	250.000,0 €
CUSTO MÃO DE OBRA				
Descrição	Qtd. (dias)	P.U. (€/dia)	Total (€)	C/P (%)
Custo operador	36	100,0	3.600,0	1,44%
Custo Chefe de Equipa	36	85,0	3.060,0	1,22%
Custo Ajudante 1	36	85,0	3.060,0	1,22%
Custo Ajudante 2	36	85,0	3.060,0	1,22%
Total Mão de Obra			12.780,0	5,11%
CUSTO TUBAGEM EM BETÃO DN 1200 mm				
Descrição	Qtd. (m)	P.U. (€/m)	Total (€)	C/P (%)
Tubagem em Betão DN 1200 mm	85,5	200	17100,0	6,84%
Total Tubagem em Betão			17100,0	6,84%
CUSTO COMBUSTIVEL				
Descrição	Qtd. (l)	P.U. (€/l)	Total (€/dia)	C/P (%)
Máquina de perfuração	8000	1,5	12000	4,80%
Geradores vários	3000	1,5	4500	1,80%
Total Combustível			16500,0	6,60%
CUSTO FERRAMENTAS DE CORTE				
Descrição	Qtd. (un)	P.U. (€/un)	Total (€)	C/P (%)
Discos de corte substituídos	0	1000	0	0,00%
Discos Desgastados	7	200	1400	0,56%
Total Ferramentas de Corte			1400,0	0,56%
CUSTO BENTONITES				
Descrição	Qtd. (m3)	P.U. (€/m3)	Total (€)	C/P (%)
Injetada	2,5	200	500	0,20%
Perdida	0,25	200	50	0,02%
Total Ferramentas de Corte			550,0	0,22%

CUSTO ALUGUERES				
Descrição	Qtd. (dias)	P.U. (€/dia)	Total (€)	C/P (%)
Máquina de Perfuração	30	2000	60000	24,00%
Grua 70 ton	30	500	15000	6,00%
Contentores de Obra (3un)	30	10	300	0,12%
Total Alugueres			75300,0	30,12%
CUSTO TRANSPORTES				
Descrição	Qtd. (viagens)	P.U. (€/dia)	Total (€)	C/P (%)
Viaturas de Obra	72	20	1440	0,58%
Transp. de Equipamentos	4	2000	8000	3,20%
Total Transportes			9440,0	3,78%
TOTAL CUSTOS DIRETOS				133.070,0 €

Tabela 32 – Custos diretos – Travessia ETAR/Rio Ave

A Tabela 33 apresenta os valores associados aos custos indiretos que se referem essencialmente ao pagamento de seguros, gastos de estaleiro e custos administrativos cujo valor normalmente é calculado aplicando uma percentagem sobre o valor total a faturar pela empresa.

CUSTOS INDIRETOS					
Descrição	Fórmula de Cálculo	Qtd.	P.U. (€)	Total (€)	C/P (%)
Seguros Vários	Horas Totais x 1,80 €	357	1,8	642,6 €	-
Seguros Resp. Civil	0,9% do Val. Tot. Obra	0,90%	250.000,0	2.250,0 €	-
Estaleiro	2,95% do Val. Tot. Obra	2,95%	250.000,0	7.375,0 €	-
Incumprimento no Pagamento	1,0 % do Val. Tot. Obra	1,00%	250.000,0	2.500,0 €	-
Improdutivo Fixo	5,0 % do Val. Mão de Obra	5,00%	250.000,0	12.500,0 €	8,62%
Depreciação	4,5 % do Val. Tot. Obra	4,50%	250.000,0	11.250,0 €	-
Administração	4,0 % do Val. Tot. Obra	4,00%	250.000,0	10.000,0 €	-
TOTAL CUSTOS INDIRETOS					46.517,60 €
CUSTO TOTAL DA OBRA					179.587,60 €

Tabela 33 – Custos indiretos – Travessia ETAR/Rio Ave

Por fim na Tabela 34 apresenta-se o balanço final de esta obra tendo-se obtido uma margem de benefício na ordem dos 28.0 %.

PRODUÇÃO			
Descrição	Fórmula de Cálculo	Valor (€)	%
Benefício	Valor da Obra - Custo Total da Obra	70.413,0	28,0%
Margem Bruto	Valor da Obra - Total Custo Direto	116.930,0	46,0%

Tabela 34 – Produtividade – Travessia ETAR/Rio Ave

Os parâmetros associados aos custos diretos e indiretos apresentados na Tabela 32 e na Tabela 33 são definidos como tal pela empresa nos seus cálculos internos.

Os dois casos de obra anteriormente apresentados consistiram na execução de escavações subterrâneas com recurso à utilização de máquina tuneladora. As duas formações geológicas intercetadas ao longo de cada travessia, embora possuíssem características muito distintas quando comparadas entre si, dada a proximidade entre as travessias executadas, possuíam características idênticas quando comparadas dentro da mesma formação geológica entre travessias executadas, uma com características aluvionares e outra com características rochosas. Convém referir que estes foram escavados em quantidades inversamente proporcionais ao longo de cada travessia executada.

Por análise dos relatórios de perfuração ou “boring reports” anteriormente apresentados, podemos constatar, e tal como seria de esperar, os rendimentos de perfuração obtidos na escavação das distintas formações geológicas são muito distintos. Com base em obras anteriormente executadas, pode-se afirmar que a tuneladora AVN 1200 C utilizada na construção dos dois túneis atingiu níveis de rendimento considerados normais em ambos os casos e para cada tipo de terreno escavado, com exceção dos últimos 13.5 m de perfuração da travessia ETAR/Rio Ave, onde o rendimento atingiu apenas os 0.70 m/h, ou seja, cerca de metade do valor obtido ao longo dos 66.0 m de escavação executados sob o Rio Ave em terrenos com as mesmas características geológicas e onde o rendimento conseguido rondou os 1.40 m/h.

Fazendo alusão à descrição realizada no subcapítulo 4.3 de este trabalho, relativa à transformação do poço de ataque da primeira travessia em poço de saída, podemos facilmente concluir que a necessidade de melhoramento das características do terreno nessa zona através de jet-grouting na face exterior do antigo poço de ataque para contenção dos terrenos aquando de demolição das estacas e do aço na zona de passagem da tuneladora à sua chegada ao poço de saída, foram o principal motivo pelo qual se obteve um rendimento abaixo da média nesta fase de escavação e para o troço em particular. Em resumo, o melhoramento necessário das características da formação geológica existente na zona final do traçado, acabou por interferir e afetar o rendimento de perfuração em terreno aluvionar, diminuindo-o em cerca de 50 % comparativamente com o valor obtido na perfuração executada sob o Rio Ave.

Por sua vez os rendimentos obtidos em terreno rochoso foram praticamente iguais para ambas as travessias. Ao longo dos últimos 15.0 m de escavação da travessia sob o Rio Ave que decorreu em rocha compacta, o rendimento atingido pela tuneladora foi de 0.53 m/h. No caso da travessia ETAR/Rio Ave e ao longo dos 72.0 m de perfuração em terreno rochoso, o rendimento obtido foi de 0.50 m/h.

Para potenciar os rendimentos de escavação o funcionário responsável pelo controlo da tuneladora optou, na escavação em terrenos brandos, por imprimir ao equipamento uma velocidade de avanço mais elevada em relação à sua velocidade de rotação, uma vez que neste tipo de formações o que realmente promove o desmonte do terreno é o efeito de cravação da tuneladora no terreno tirando partido da baixa dureza da formação geológica aluvionar. A velocidade de rotação reduzida permite que o terreno existente na envolvente da tuneladora seja minimamente perturbado, evitando seu eventual desmoronamento e desmonte indevido. Por sua vez, no desmonte executado em formações rochosas, a incapacidade obvia de cravação imediata da tuneladora obriga a que se tenha de aumentar a sua velocidade de rotação de forma a maximizar o numero de passagens das ferramentas de corte sobre a frente de escavação rochosa, desmontando a maior quantidade de material possível à sua passagem. Por força das circunstâncias, a velocidade de avanço da tuneladora vê-se fortemente limitada nestas situações.

Na Figura 90 representam-se os rendimentos médios obtidos ao longo da execução de cada travessia.

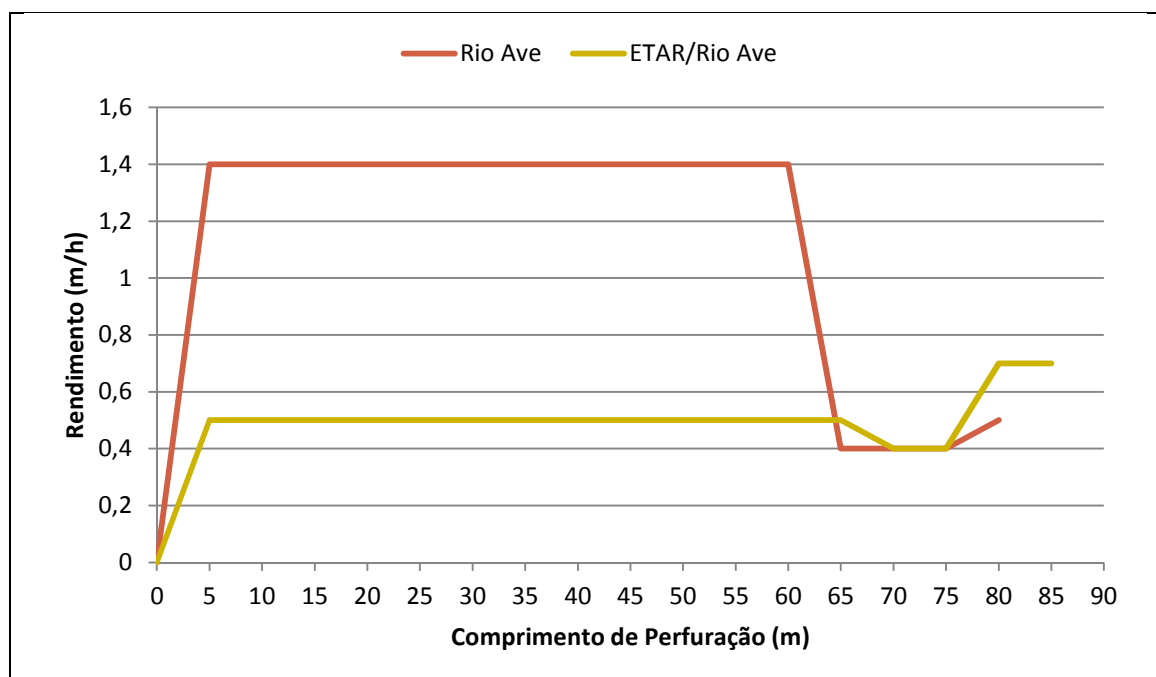


Figura 90 – Gráfico de rendimentos

Poderá dizer-se que o desgaste sofrido pelas ferramentas de corte durante o processo de escavação foi proporcional ao volume de material rochoso escavado em cada travessia. Como se esperava apenas os discos de corte foram sujeitos a desgaste ao longo das perfurações, uma vez que a escavação em terreno brando avançou pelo desmonte do terreno através da cravação da ferramenta de corte no terreno conjuntamente com o seu movimento de rotação e a injeção de água à pressão na frente de escavação, pelo que só fará sentido falar-se em desgaste de ferramentas para a escavação executada em terreno rochoso.

Pelos cálculos anteriormente apresentados, verificamos que o desgaste médio sofrido pelo conjunto de 7 discos de corte montados na tuneladora durante a execução das travessias sob o Rio Ave e ETAR/Rio Ave foram respetivamente de 0.55 mm e de 2.54 mm, enquadrando-se estes valores na proporcionalidade referida no parágrafo anterior e tendo sido os comprimentos escavados em rocha de 15.0 m e de 72.0 m respetivamente para cada travessia.

Tendo em conta os valores de desgaste médio anteriormente indicados, seria espectável que a eventual substituição de alguma(s) ferramenta(s) ocorresse no traçado onde o volume de material rochoso escavado fosse maior, ou seja, na travessia ETAR/Rio Ave, no entanto, e de forma excecional, tal não aconteceu. A necessidade de substituição dos discos ocorreu na primeira travessia executada, onde apenas 18.3 % do seu desenvolvimento total foi escavado em rocha compacta. Os motivos pelos quais se verificou esta situação excecional de substituição das ferramentas de corte foram anteriormente relatados no ponto 3.7 deste trabalho e prenderam-se essencialmente com as condições geológicas (estratificação, dureza, abrasividade, etc.) dos terrenos existentes na zona de transição que ocorreu de terrenos aluvionares brandos para rocha compacta entre os 65.0 m e os 75.0 m de escavação, tendo sido nessa mesma zona que houve a necessidade de substituir o trio de ferramentas.

Se durante a escavação de terrenos rochosos o desgaste dos discos é proporcional à quantidade de material rochoso escavado, na escavação de terrenos brandos a necessidade de injeção de lodos bentoníticos no espaço anelar existente entre o extradorso da tubagem em betão e as paredes do túnel escavado é maior quanto maior for o comprimento de escavação executado em formações geológicas pouco coesas.

Durante os cerca de 65.0 m de escavação em terrenos aluvionares na travessia sob o Rio Ave, foram injetados cerca de 12.5 m³ de lodos bentoníticos, contrastando com os 2.5 m³ Injetados ao longo da travessia ETAR/Rio Ave. Este procedimento, tal como referido anteriormente, minimiza o atrito gerado entre a tubagem e o terreno durante o avanço do sistema tubagem/tuneladora,

uma vez que as características de sustentabilidade do terreno contribuem para que este tenda a acomodar-se no extradorso da tubagem em betão aumentando de essa forma as forças de atrito e exigindo ao equipamento um maior esforço para conseguir o avanço do sistema.

Os valores apresentados na Tabela 35 relativos a comprimentos de perfuração, desgaste médio dos discos de corte, discos de corte substituídos e velocidade média de rotação da tuneladora foram anteriormente calculados neste trabalho.

	Travessia Rio Ave		Travessia ETAR/Rio Ave	
	Aluvião	Granito	Aluvião	Granito
Comprimento de Perfuração (m)	65,75	15,00	13,50	72,00
Rendimento de Escavação (m/h)	1,40	0,53	0,70	0,50
Desgaste médio dos discos de corte (mm)	0,00	0,55	0,00	2,54
Discos de corte substituídos (un)	0,0	3,0	0,0	0,0
Lodo bentonítico injetado (m³)	12,50	0,00	2,50	0,00
Velocidade média de rotação da tuneladora (rpm)	3,20	4,60	3,20	4,60

Tabela 35 – Tabela comparativa Travessia Rio Ave / Travessia ETAR – Rio Ave

No que diz respeito aos rendimentos obtidos para a perfuração em rocha os mesmos foram calculados com base no relatório de perfuração ou “Boring Report” de cada uma das travessias executadas, dividindo o comprimento de perfuração pelo tempo afeto a esse trabalho, tal como se mostra nas equações 3 e 4.

$$Rr1 = \frac{\text{Comprimento escavado em rocha (m)}}{\text{Tempo de perfuração (h)}} = \frac{15}{28} = 0,53 \frac{\text{m}}{\text{h}} \quad (\text{Eq. 3})$$

$$Rr2 = \frac{\text{Comprimento escavado em rocha (m)}}{\text{Tempo de perfuração (h)}} = \frac{72}{150} = 0.50 \frac{\text{m}}{\text{h}} \quad (\text{Eq. 4})$$

Rr – Rendimento de perfuração em rocha compacta

Procedeu-se da mesma maneira para a escavação em terreno brando, obtendo-se os valores apresentados nas equações 5 e 6.

$$Rtb1 = \frac{\text{Comprimento escavado em Terreno Brando (m)}}{\text{Tempo de perfuração (h)}} = \frac{65.75}{47} = 1.40 \frac{\text{m}}{\text{h}} \quad (\text{Eq. 5})$$

$$Rtb2 = \frac{\text{Comprimento escavado em Terreno Brando (m)}}{\text{Tempo de perfuração (h)}} = \frac{13.5}{19} = 0.70 \frac{\text{m}}{\text{h}} \quad (\text{Eq. 6})$$

Rtb – Rendimento de perfuração em terrenos brandos

Sabendo o diâmetro de corte do equipamento e o diâmetro exterior da tubagem de encamisamento em betão DN 1200 mm respetivamente, 1510 mm e 1490 mm, é possível estimar o volume de lodo bentonítico injetado pelo interior do túnel de forma reduzir o atrito entre o terreno e o extradorso da tubagem. Os cálculos efetuados são apresentados nas equações 7, 8 e 9.

$$A_{\text{anelar}} = \pi \times (r_2^2 - r_1^2) = \pi \times (1.51^2 - 1.49^2) = 0.18 \text{ m}^2 \quad (\text{Eq. 7})$$

$$V_{b1} = A_{\text{anelar}} \times \text{Comp. Perfuração} = 0.18 \times 65.75 = 12.5 \text{ m}^3 \quad (\text{Eq. 8})$$

$$V_{b2} = A_{\text{anelar}} \times \text{Comp. Perfuração} = 0.18 \times 13.5 = 2.5 \text{ m}^3 \quad (\text{Eq. 9})$$

Aanelar – área afeta ao espaço anelar

Vb – Volume de lodos bentoníticos a injetar.

Num trabalho de escavação subterrânea qualquer que seja o tipo de tuneladora a utilizar, a sua escolha, bem como a das ferramentas de corte, deve ser rigorosa e tendo sempre como base o reconhecimento geológico-geotécnico efetuado ao longo do traçado previsto para a execução da travessia.

A partir da campanha de sondagens executada foram definidas de duas zonas geotécnicas com características bem distintas e com horizontes bem definidos, pelo que se optou por utilizar nesta empreitada uma tuneladora de escudo simples do tipo Hidroescudo o qual possui a capacidade de escavar em terrenos brandos e em rocha compacta. Por se encontrar prevista a escavação de terreno rochoso ao longo das travessias a executar o equipamento utilizado incluía um conjunto de sete unidades de discos de corte para desmonte desse tipo de maciços. Por sua vez o desmonte do terreno aluvionar brando foi processado por um sistema de injeção de água à pressão, sendo a sua retirada da frente de escavação auxiliada por um conjunto de pás de extração que farão passar o material pelas aberturas existentes na frente do equipamento.

Tendo em conta o perfil geológico geotécnico total apresentado no Anexo 2 de este documento, o qual se refere ao local de execução de ambas as travessias, pode constatar-se que ambas as travessias se desenvolveram em ambientes geológicos muito semelhantes já que as características das formações geológicas escavadas em cada travessia eram praticamente idênticas. No caso da travessia executada sob o leito do Rio Ave, cerca de 82 % do seu comprimento total foi escavado em terreno aluvionar brando sendo os restantes 18 % perfurados em rocha compacta. Por sua vez, cerca de 84% do comprimento total da travessia ETAR/Rio Ave foi escavado em rocha compacta, sendo os restantes 16% perfurados em terreno aluvionar brando. Este panorama permite-nos retirar algumas conclusões acerca da utilização da tuneladora escolhida para o trabalho nas distintas formações geológicas atravessadas.

Podemos concluir que para as travessias executadas, os rendimentos de escavação obtidos para rocha compacta foram praticamente iguais rondando os 0.5 m/h, o mesmo acontecendo com os rendimentos obtidos em ambas as zonas de transição cujo valor rondou os 0.4 m/h. Já no que diz respeito à escavação do terreno aluvionar existiu um diferencial entre rendimentos considerável, apresentando valores da ordem dos 1.4 m/h para a travessia do Rio Ave e de 0.70 m/h na travessia ETAR/Rio Ave.

O diferencial de 0.70 m/h teve origem, tal como referido anteriormente, na necessidade de melhoramento das características geotécnicas do terreno existente na zona final da perfuração ETAR/Rio Ave, constando esse melhoramento na execução de colunas por jet grouting. A

alteração voluntária das características do maciço acabou por influenciar negativamente o rendimento da perfuração nos seus últimos 13.5 m de perfuração e antes da chegada do equipamento ao poço de saída adaptado, no entanto e devido ao curto desenvolvimento da perfuração nestas condições, a sua influência no rendimento final dos trabalhos foi praticamente impercetível.

Os valores relativos à escavação em terrenos brandos e em terreno misto podem ser considerados normais quando comparados com os rendimentos obtidos noutras empreitadas em que se utilizaram equipamentos específicos para o desmonte de esse tipo de formações. No entanto, o rendimento obtido para a escavação em rocha compacta pode ser considerado baixo fazendo uma comparação análoga.

O facto de se tratar de um equipamento de escavação misto, ou seja, que se pode adaptar à escavação de rocha compacta e terreno brando em simultâneo, pode trazer algumas desvantagens, limitando os rendimentos obtidos e sendo esta limitação muito mais evidente quando utilizamos o equipamento no desmonte de terreno rochoso. As aberturas existentes na frente da tuneladora pelas quais é feito passar o material escavado possuem uma dimensão relativamente grande que facilita o desmonte e retirada dos terrenos brandos e coesos acabando por limitar o espaço disponível na frente da tuneladora para possível instalação de discos de corte de escavação em rocha.

Caso a perfuração apenas se desenvolvesse em terreno brando e utilizando uma tuneladora específica para o desmonte desses terrenos, os rendimentos obtidos poderiam atingir os 2.5 m/h a 3 m/h isto é, cerca de duas vezes mais do que o rendimento obtido em terreno brando na travessia executada sob o Rio Ave. Por sua vez, se a perfuração fosse apenas executada em terreno rochoso e compacto com uma tuneladora específica para desmonte de material rochoso, o rendimento espectável deveria rondar os 1.20 m/h a 1.5 m/h ou seja, cerca de três vezes mais do que o rendimento obtido para a escavação em rocha na travessia ETAR/Rio Ave.

Entrando agora no campo relativo ao desgaste das ferramentas de corte, relembra-se que só faz sentido abordar este tema no âmbito da escavação de terrenos rochosos, uma vez que o desmonte do terreno brando aluvionar é processado pelo movimento rotativo da cabeça de corte em conjunto com um sistema de injeção de água a alta pressão na frente de escavação. Como se pode observar nos cálculos anteriormente apresentados, o maior desgaste ocorreu durante a execução da travessia ETAR/Rio Ave, uma vez que nessa travessia foram escavados cerca de 129

m³ de material rochoso, valor muito superior ao volume total de material rochoso escavado ao longo da travessia do Rio Ave, o qual rondou os 27 m³.

Ao contrário do que seria de esperar, houve a necessidade de proceder à substituição de algumas ferramentas de corte durante a execução da travessia sob o Rio Ave. Do volume total de material escavado ao longo de esta travessia, apenas 18% era constituído por rocha compacta, o que tornaria pouco previsível a necessidade de substituição das ferramentas de corte. No entanto, atingidos os 70 m de perfuração (aproximadamente) surgiu a necessidade de proceder à substituição de 3 discos de corte que se encontravam posicionados na periferia da tuneladora. Tal facto deveu-se à maior incidência dessas ferramentas sobre o terreno rochoso que a essa altura da escavação se encontrava localizado na zona inferior da frente de escavação, como tal, de forma a evitar o desvio da tuneladora o operador forçou o equipamento para que este não se desviasse da trajetória prevista através do acionamento dos cilindros hidráulicos de direcionamento constituintes da tuneladora, obrigando-a a inclinar-se para baixo minimizando ou anulando os desvios. Nesta fase de transição as ferramentas de corte mais solicitadas foram os discos de corte periféricos, já que eram os únicos responsáveis pelo desmonte do maciço rochoso localizado na zona inferior. Toda a força dos cilindros hidráulicos de direcionamento em conjunto com uma percentagem da força de avanço e do peso do equipamento incidia e era transmitida ao terreno apenas por parte dos discos de corte acoplados à tuneladora, dando origem ao seu rápido desgaste, sendo que dois deles acabaram mesmo por ficar inutilizáveis devido à destruição provocada pelas elevadas cargas aplicadas sobre seus rolamentos.

Seria de considerar que este problema voltasse a ocorrer durante a fase de transição na travessia ETAR/Rio Ave, uma vez que as condições geológicas existentes nas zonas de transição eram praticamente iguais. A principal diferença entre as duas zonas de transição residiu no facto da tuneladora ter transitado de terreno brando a duro ou vice-versa. Ao contrário do que aconteceu na travessia sob o Rio Ave a segunda perfuração executada transitou de terreno rochoso para terreno brando, este pormenor fez toda a diferença no que diz respeito à eventual necessidade de substituir qualquer ferramenta de corte por desgaste. Devido ao facto do corpo da tuneladora se encontrar totalmente envolvido pelo terreno rochoso o operador não teve de forçar excessivamente o direcionamento da tuneladora durante a sua passagem pela zona de transição, uma vez que seu alinhamento encontrava muito bem definido pelo túnel previamente escavado em rocha o qual impede ou minimiza os desvios normais nesta fase da escavação.

A execução de uma campanha de sondagens mais exaustiva poderia eventualmente ter contribuído para uma melhor identificação e caracterização da zona de transição existente em ambas as travessias, permitindo ao operador configurar e preparar o equipamento atempadamente em termos de velocidade de avanço/rotação e força exercida a minimizando de esta forma o eventual desgaste ou danos provocados no equipamento e nas suas ferramentas de corte. No entanto o empreiteiro entendeu que a campanha de reconhecimento geológico efetuada se adequava aos trabalhos a executar, sendo esta suficiente para a caracterização dos maciços a escavar e para o esboço do perfil geológico de ambas as travessias.

O tempo de duração total de uma empreitada deste género é repartido por várias tarefas necessárias à execução das travessias, tal como apresentado anteriormente neste documento. Podemos também constatar que a percentagem de tempo atribuído ao trabalho de perfuração é diferente para as duas travessias executadas. No caso da travessia executada sob o Rio Ave o tempo de perfuração representa cerca de 31 % da duração total da obra, sendo que para a travessia ETAR/Rio Ave o mesmo representa cerca de 46.5 % da duração total da obra. É normal que quanto maior for a dificuldade do equipamento em desmontar o terreno maior seja o tempo dedicado ao trabalho de perfuração, muito mais tratando-se de um equipamento dimensionado para trabalhar em terrenos mistos, que como vimos, possui algumas limitações no que diz respeito aos rendimentos de perfuração alcançados, principalmente em terrenos de elevada dureza.

Em resumo, para a execução da travessia sob o Rio Ave foram necessários 24 dias de trabalho, que incluem montagem e desmontagem de equipamentos e construção de 80.75 m de túnel revestido no DN 1200 mm. Já na execução da outra travessia, foram necessários 36 dias incluindo montagem e desmontagem de equipamentos e construção de 85.5 m de túnel revestido no DN 1200 mm.

Os custos envolvidos na execução de cada travessia foram anteriormente apresentados nos subcapítulos 3.10 e 4.6 de este documento, no entanto na Figura 91, apresenta-se um resumo dos custos que mais influência têm no valor final da empreitada.

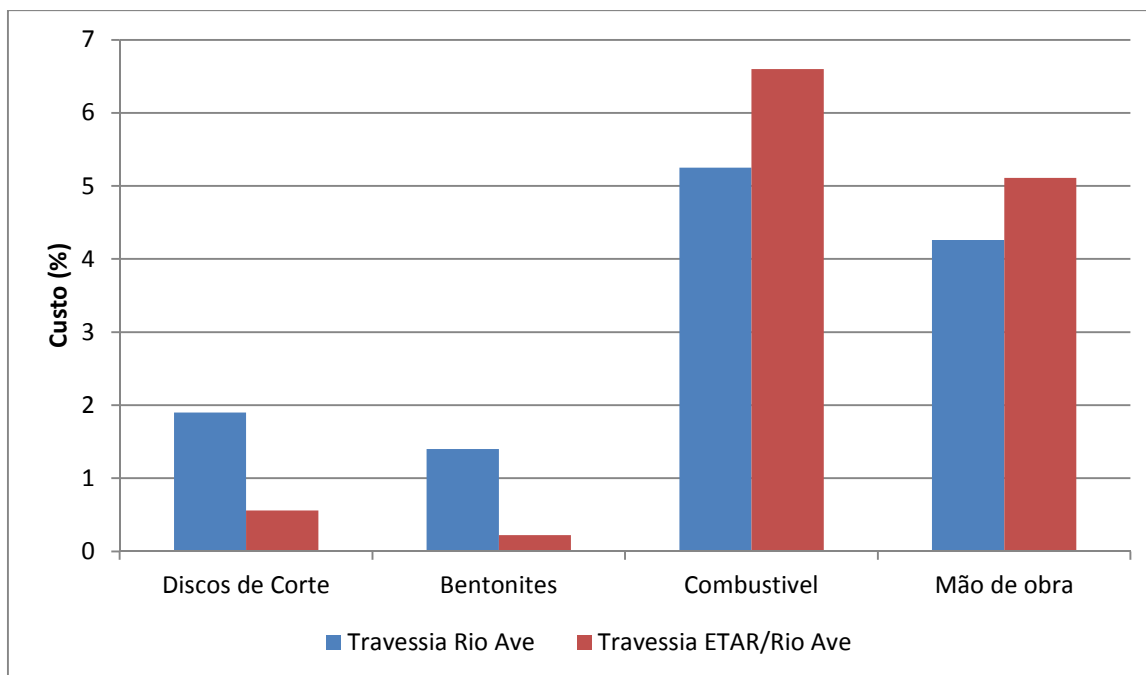


Figura 91 – Comparativo entre os principais custos

Da Figura 91 destaca-se os custos relativos ao desgaste das ferramentas de corte e ao volume de bentonites utilizados em cada travessia, sendo os valores atribuídos aos restantes elementos proporcionais à dimensão de cada obra. É normal que em perfurações executadas em terrenos brandos o custo das bentonites supere o custo relativo ao desgaste ou substituição das ferramentas de corte e vice-versa. No entanto este caso de obra foi uma exceção à regra, uma vez que na travessia executada sob o Rio Ave cujo desenvolvimento se deu maioritariamente em terreno brando, o custo relativo ao desgaste dos discos de corte supera excecionalmente o custo relativo ao desgaste das ferramentas de corte obtido na perfuração ETAR/Rio Ave executada maioritariamente em rocha, e como é óbvio ao custo do volume de bentonites utilizada em ambas as travessias. Os motivos foram anteriormente explicados e prendem-se com a necessidade de substituição de três dos sete discos de corte montados na tuneladora durante a execução da travessia sob o Rio Ave.

No cômputo geral ambas as travessias desenvolveram-se dentro dos parâmetros normais tendo em conta as características dos terrenos escavados, apenas de realçar a necessidade anormal de substituição das ferramentas de corte numa travessia executada maioritariamente em terreno aluvionar brando. De referir ainda que os rendimentos atingidos poderiam ser relativamente superiores caso houvesse a possibilidade de substituir o equipamento em função das

características dos terrenos a escavar, o que na prática é completamente impossível. Por se tratar de um terreno misto o equipamento de perfuração deve ser capaz de escavar vários tipos de formações geológicas o que por sua vez lhe confere algumas limitações, principalmente em termos de rendimentos.

- A., Bruland. (1998). Hard rock tunnel boring - Doctoral theses at NTNU: Norwegian University of Science and technology. 110 pp.
- A., Nathan. (1999). Construction: Building the Impossible. The Oliver Press, Inc. 144 pp.
- U., Aeberli & Wanner, W.J. (1978) On the influence of discontinuities at the application of tunnelling machines - Terceiro Congresso Internacional IAEG, Secção III, Vol 2, pp. 7-14
- AFTES - Associação Francesa de Túneis e Espaços Subterrâneos. (2000). New recommendations on Choosing Mechanized Tunnelling Techniques. Capítulo IV/ Versão. 25 pp.
- AITES/ITA. (2000). Associação Internacional de Túneis e Espaços Subterrâneos/International Tunneling Association. Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines. 118 pp.
- AITES/ITA Associação Internacional de Túneis e Espaços Subterrâneos/International Tunneling Association. (2002). Why go Underground - Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines. 110 pp.
- Al-Ameen & Waller. (1993) The influence of rock strength and abrasive mineral content on the Cerchar Abrasive Index - Department of Mineral Resources Engineering, The University of Nottingham. Vol. 36, pp 293-301
- Barla, G., Peliza, S. (2006). TBM Tunnelling in Difficult Ground Conditions - Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica. 18 pp.
- Barla, G. (2000). Lessons learnt from the excavation of a large diameter TBM tunnel in complex hydrogeological conditions - Politecnico di Torino, Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica. 58 pp.
- Barla, G. (2002). Tunnelling Under Squeezing Ground Conditions - Department of Structural and Geotechnical Engineering, Politecnico di Torino. 98 pp.
- Barton, N. (1999). TBM performance estimation in rock using QTBM - Fuji Soken Giho. pp. 120-127
- Barton N.R., Lien R. & Lunde J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. Rock Mechanics, pp. 189-239.
- Barton N. & Bieniawski Z.T. (2008). RMR and Q - setting records straight. Tunnels and Tunnelling International, Feb. 2008, pp. 26-29.
- Bieniawski, Z.T., Grandori, R. (2007). Predicting TBM excavability - Tunnels and Tunnelling International. 18 pp.
- Büchi, E., J. Mathier, & Ch. Wyss. Rock Abrasivity. (1995). A significant cost factor for mechanical tunneling in loose and hard Rock - Rock Mechanics Laboratory, École Polytechnique Fédérale de Lausanne. pp. 38-44.
- Burns, A. (1971). The Tunnel of Eupalinus and the Tunnel Problem of Hero of Alexandria. The University of Chicago Press. Vol. 62. pp. 172-185

- Da Cruz Moreira, C.M. (2006). Tuneis, uma Herança Ancestral Rumo ao Futuro - Instituto Superior de Engenharia de Coimbra. 24 pp.
- Day, John R, (1963). "The Story of London's Underground - London Regional Transport. 144 pp.
- Delaloye, M. (2005). "Simplon: histoire, géologie, minéralogie - Fondation Bernard et Suzanne Tissières, Martigny, 96 pp.
- Erikson, Emily, & Rammer, G. (2011). Impossible Engineering: Technology and Territoriality on the Canal du Midi - Princeton University Press. 304 pp.
- Farmer IW, Glossop NH. (1980). Mechanics of disc cutter penetration - Tunnels Tunnelling International. pp. 22-25
- Friant, E. J., Ozdemir, L., (1993). Tunnel Boring Technology - Present and Future - Rapid Excavation and Tunneling Conference (RETC) Proceedings. Cap. 54. 20 pp.
- Frank, G. (2006) Bau des Simplotunnels - Gewerkschaft Unia, Sektion Oberwallis. 52 pp.
- Amirreza, G. (2010). Study of Cerchar Abrasivity Index and Potential Modifications for More Consistent Measurement of Rock Abrasion - The Pennsylvania State University, Department of Energy and Mineral Engineering. 84 pp.
- Gonçalves, E. (2008). Tecnologias de Perfuração Horizontal - Instituto Superior de Engenharia do Porto, Dep. Engenharia Geotécnica - Tese de Licenciatura. 121 pp.
- Grandori, C. (1987). Development and current Experience with Double Shield TBM - Rapid Excavation and Tunneling Conference Proceedings. pp. 509-514.
- Kasling H. & Thuro, K. (1990). Determining Rock abrasivity in the Laboratory - Engineering Geology, Technische Universität München, Germany. 102 pp.
- Hoek, E. (2001) Big Tunnels in Bad Rock. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 4 pp.
- House., Efnarc Association. (2005). Specification and Guidelines for the use of specialist products for Mechanised Tunnelling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock - EFNARC, Association House. 40 pp.
- Inc., Lovat. (2007). Control of Underground settlement en EPB tunneling. Lovat Report. 5 pp.
- ITA - International Tunneling Association Working Group n.º 14. (2000). Mechanized Tunnelling. Mecanization of Excavation - Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines. 118 pp.
- Jackson, A. (1986). London's Metropolitan Railway. David & Charles. 416 pp.
- Jimeno, C.L. (2011). Manual de Tuneles y Obras Subterráneas. Vol. 2, 5ª Edição. 1902 pp.
- Knox, T. W. (1876). Underground, or Life Below the Surface. pp 510-523
- Kolymbas D. (2005). Tunnelling and Tunnel Mechanic - Springer; 1 edition. 437 pp.

- Lane, A. (1973). From Sea to Sea: An Illustrated History of the Canal du Midi - Euromapping. 222 pp.
- M. Cigla, S. Yagiz & L. Ozdemir. (2000). Application of Tunnel Boring Machine in Underground Mine Development - Excavation Engineering & Earth Mechanic Institute, Departement of Minning Engineering, Colorado School of Mines. 10 pp.
- Maloney, S. (2010). Cerchar Abrasivity Testing of Argillaceous Limestone of the Coburg Formation. IAEG.
- Marcuello, J. F. (1987). Revista de Obras Públicas. pp. 253-261.
- Mathewson; Andrew; Hulse, R. & Kentley E. (2006). The Brunels' Tunnel. Thomas Telford Ltd. -84 pp.
- Mathy, D. C. (2000). Engineering Inspection of Microtunnel Pipe Jacking - North American No Dig Conference.
- Morand, J. (1993). Le Canal du Midi et Pierre-Paul Riquet. EDISUD. 143 pp.
- Noronha, M. Faria, P. (2010). Inovação Tecnológica no Sector de Máquinas Tuneladoras e a Implantação de uma indústria Promissora no Sul do Brasil. GEOSUL. -35 pp.
- Ozdemir, L., Nilsen, B. (1993). Hard Rock Tunnel Boring Prediction and Field Performance - Excavation Engineering & Earth Mechanic Institute, Departement of Minning Engineering, Colorado School of Mines. 20 pp.
- Paredes, M. G. (2009). TBM COMO ALTERNATIVA A LA P&V EN LA EXCAVACIÓN DE TÚNELES. Universidad Nacional Mayor de San Marcos. Tese de Mestrado. 10 pp.
- Paredes, M. G., Ortiz Sánchez, O. & Blas Guzmán, W. (2009). Durabilidad de los cortadores en máquinas tuneladoras tipo TBM de acuerdo a su posición en el cabezal - Revista del Instituto de Investigaciones FIGMMG. Vol 12. pp. 69-81.
- Pelizza, S. (1999). TBM Bored long Rock Tunnels - International Tunneling Asociation, 3 pp.
- Plinninger, R., Thuro, K. & Spaun, G. (2003). Testing Conditions and Geomechanical Properties Influencing the CERCHAR Abrasiveness Index Value. International Journal of Rock Mechanics & mining Sciences. pp. 259-263.
- Plinninger, R.J., H. Kasling, Thuro, K. (2004). Wear Prediction in Hard Rock Excavation Using The Cerchar Abrasivness Index (CAI) - EUROCK 2004, Geomechanics Colloquium. 6 pp.
- Q.M. Gong, J. Zhao. (2009). Development of a rock mass characteristics model for TBM penetration - International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. Vol. 46. pp. 8-18
- Rick, P. Lovat. (2005). TBM Design Considerations: Selection of Earth Pressure Balance or Slurry Pressure Balance Tunnel Boring Machines. 7 pp.

- Ruehl, S. & Michael A. (2006). Initial stress conditions influencing the Cerchar abrasiveness index. The Geological Society of London. 5 pp.
- Cheema, S. (1999). Development of a rock mass boreability index for the performance - Colorado School of Mine. Tese/Dissertação. 524 pp.
- Sapigni, M., Berti, M., Behtaz, E., Busillo, A., Cardone, G. (2002). TBM performance estimation using rock mass classifications. International Journal of Rock Mechanics & mining Sciences. pp. 771-788
- Simpson, B. (2003). A History of the Metropolitan Railway. Lamplight Publications Vol 1. 160 pp.
- Smith, J. (1840). The Thames Tunnel. H. Colburn Ltd. 185 pp.
- St. Marie, J. (1999). Tunneling: Mechanics and Hazard
- Suana, M., Peters, T. (1982). The Cerchar abrasivity index and its relation to rock mineralogy and petrography. Springer-Verlag. pp. 1-7
- Széchy, k.(1967). The art of Tunneling. Akadémiai Kiadó. 891 pp.
- Taheri A., Borujeni Mansori, H.A. (2000). Tunnelling Machine selection for Tunnel execution.
- Tarkoy, P. J. (1994). Geotechnical Assessment for Trenchless Excavation. 9º Simpósio Canadiano de Mecânica das Rochas. 20 pp.
- Tarkoy, P. J. (1973). Predicting Tunnel Boring Machine (TBM) Penetration Rates. 9º Simpósio Canadiano de Mecânica das Rochas. 15 pp.
- Tarkoy, P. J. (1973). Predicting TBM Penetration Rates in Selected Rock Types.” 9º Simpósio Canadiano de Mecânica das Rochas. 12 pp.
- Tarkoy, P. J., Byram, J. (1991). The advantages of Tunnel Boring: A Qualitative/Quantitative comparison of Drill & Blast and TBM Excavation. Hong Kong Engineer Conference. 7 pp.
- Illustrated London News (1843). The Thames Tunnel.
- Thuro, K. & Käsling, H. (2009). Classification of the abrasiveness of soil and rock. Issue Ltd. Vol 2. pp. 197-188
- Toan Duc, N. (2006). TBM and Lining – Essential Interfaces. Politecnico di Torino. Tese de Mestrado. 200 pp.
- U.P.C., E.T.S.E.C.C.P.B. (2003). Historia de los túneles y su evolución histórica.10 pp.
- Waerden, Van der. (1968). Eupalinos and His Tunnel.ISIS. pp 82-83
- Williams, F. S. (1883). Our Iron Roads: Their History, Construction and Administration. pp. 6-175.
- Wolmar, C. (2004). The Subterranean Railway: how the London Underground was built and how it changed the city forever. Atlantic Book. 351 pp.

Yagiz, S. (2007). Utilizing rock mass properties for predicting TBM performance in Hard Rock Conditions. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol. 23. pp. 326-339.

www.adif.es. 2012. (acedido em 15 de Janeiro de 2012).

www.aftes.asso.fr. 2011. (acedido em 15 de Outubro de 2011).

www.akersolutions.com. 2011. (acedido em 15 de Outubro de 2011).

www.brunel-museum.org.uk. 2011. (acedido em 10 de Dezembro de 2011).

www.carcassonne.org. 2011 (acedido em 15 de Novembro de 2011).

www.dublinporttunnel.ie. 2011. (acedido em 05 de Junho de 2011).

www.eurohinca.com. 2011. (acedido em 20 de Dezembro de 2011).

www.fhwa.dot.gov. 2011. (acedido em 12 de Dezembro de 2011).

www.frenchentree.com. 2011. (acedido em 5 de Dezembro de 2011).

www.herrenknecht.com. 2011. (acedido em 15 de Novembro de 2011).

www.hidrossolo.pt. 2011. (acedido em 10 de Outubro de 2011).

www.ikbrunel.org.uk. 2011. (acedido em 13 de Dezembro de 2011).

www.lovat.com. 2011. (acedido em 6 de Outubro de 2011).

www.microtunnelling.com. 2012. (acedido em 26 de Maio de 2012).

www.midicanal.com. 2011. (acedido em 15 de Dezembro de 2011).

www.mining-technology.com. 2012. (acedido em 8 de Janeiro de 2012).

www.msd-dresden.com. 2010. (acedido em 20 de Dezembro de 2010).

www.mybrunnel.com. 2011. (acedido em 16 de Julho de 2011).

www.nodig-construction.com. 2011. (acedido em 02 de Fevereiro de 2011).

www.psdmud.co.uk. 2011. (acedido em 12 de Janeiro de 2011).

www.robbsins.com. 2011. (acedido em 6 de Junho de 2011).

www.rodrieguescamacho.pt. 2010 (acedido em 5 de Junho de 2010)

www.tradekorea.com. 2011. (acedido em 13 de Agosto de 2011).

www.tubosfabrega.es. 2012. (acedido em 05 de Janeiro de 2012).

www.tunnelsonline.info/. 2011. (acedido em 17 de Dezembro de 2011).

www.turismodezaragoza.es. 2012. (acedido em 11 de Fevereiro de 2012).

www.urbanity.es. 2012. (acedido em 01 de Junho de 2012).

www.usatlas.bnl.gov. 2011. (acedido em 28 de Janeiro de 2011).

www.wirth-europe.com. 2011. (acedido em 11 de Dezembro de 2011).